



**António Pedro Santos Silva do Nascimento Minhalma**  
Licenciado em Engenharia Civil

## **Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira

Júri:

Presidente: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho  
Arguente: Professora Doutora Ildi Cismasiu  
Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Março de 2015**



*Copyright* António Pedro Santos Silva do Nascimento Minhalma, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## Agradecimentos

A realização desta dissertação veio concluir um percurso académico, o qual não teria sido possível sem a contribuição de algumas pessoas, às quais devo os meus mais sinceros agradecimentos.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao meu orientador, Professor Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira, por toda a sua disponibilidade, atenção, orientação, e por todo o conhecimento partilhado.

Agradeço também a todos os professores que contribuíram de alguma forma para a minha formação, em especial ao Professor Doutor Corneliu Cismasiu e ao Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho, pelo auxílio prestado na realização desta dissertação, na pesquisa de conteúdos bibliográficos e valiosos conselhos prestados.

Um agradecimento aos moradores do prédio nº 107 da Rua de Sant'Ana à Lapa em Lisboa, pela simpatia que sempre demonstraram, e gostaria de agradecer em particular, ao proprietário da fração do rés-do-chão direito, o Sr. Dr. António Corrêa Nunes, pela autorização de acesso às zonas comuns do edifício, à respetiva fração, e ao logradouro.

Aos meus amigos e colegas, agradeço toda a camaradagem, incentivo e as palavras de encorajamento. Agradeço em particular ao André Oliveira e ao Vasco Bernardo, pelo auxílio prestado nas campanhas de medições efetuadas neste trabalho.

À Cristina Melita, agradeço por tudo o que fez por mim ao longo desta etapa, por todo o amor, carinho e compreensão demonstrada, e por ter sido o meu maior apoio longe de casa.

Por último, um agradecimento especial a toda a minha família, por todo o apoio que constantemente me deram, e em particular aos meus pais, António e Cristina, pela confiança que depositaram em mim, por estarem sempre presentes e disponíveis, pelos seus conselhos e valores que me transmitiram, e por me terem proporcionado esta oportunidade na vida.



## Resumo

O parque habitacional em Portugal é composto por um elevado número de edifícios antigos constituídos por paredes de alvenaria resistente. Nos últimos anos tem-se constatado um interesse crescente na preservação e reutilização dessas construções, por se encontrarem frequentemente em zonas históricas privilegiadas, e com potencial interesse de exploração económica. Estes motivos têm levado à realização de intervenções estruturais nesses edifícios, com vista à reorganização dos espaços, podendo desencadear alterações no seu comportamento estrutural.

O objetivo primordial deste estudo é avaliar as alterações da resposta modal de um edifício de paredes de alvenaria resistente, sujeito a uma intervenção de remoção das paredes num dos seus fogos. Para tal, realizaram-se duas campanhas experimentais de identificação modal à vibração ambiente, com o intuito de determinar as propriedades dinâmicas da estrutura, antes e após a intervenção. Procedeu-se à elaboração de um modelo de elementos finitos da estrutura recorrendo ao programa de análise de estruturas *SAP2000*, que permitiu efetuar também a correspondente análise numérica do problema.

Foi ainda realizada uma análise ao comportamento modal do edifício, onde se identificaram diversas hipóteses que influenciam a resposta dinâmica da estrutura, tendo sido desenvolvidos alguns modelos numéricos, com o objetivo de examinar nomeadamente a influência dos edifícios adjacentes, e da interação solo-estrutura, no comportamento global do edifício analisado.

### Palavras-chave:

Paredes resistentes de alvenaria; Análise e identificação modal; Modelo numérico em elementos finitos.





# Abstract

The existing housing in Portugal is made by a large number of ancient buildings made of masonry walls. In the last few years it has been noticed a growing interest in preservation and reutilization of these buildings, because these buildings are often located in touristic areas of cities, with potential interest of economic exploration. This fact frequently leads to changes in the buildings geometry in order to re-organize in-house spaces, which may have consequences in its structural behaviour.

The main objective of this study is to evaluate the modal behaviour of a building made of shear masonry walls, which was subjected to a structural intervention in one of its floors. For this, two experimental campaigns of modal identification were performed, using the ambient vibration technique, in order to determine the dynamic properties of the structure, before and after the structural intervention. A finite element model of the structure was developed using the structural analysis program *SAP2000*, which allowed to also execute a numerical simulation on the impact of the structural intervention performed.

Analysis of the modal behaviour of the building was also performed, which identified several aspects that may influence the dynamic response of structures. Some numerical models were developed in order to study the influence of neighbouring buildings, and of the soil-structure interaction, on the overall behaviour of the analysed building.

## Keywords:

Masonry walls; Modal identification analysis; Finite element model.



# Índice de Matérias

<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xi</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xiii</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xv</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos da dissertação .....	2
1.3 Organização do trabalho .....	2
<b>2 Edifícios com paredes de alvenaria resistente</b>	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	5
2.2 Classificação tipológica de paredes de alvenaria.....	6
2.3 Caracterização dos elementos de alvenaria em edifícios com paredes resistentes .....	8
2.3.1 Paredes resistentes de alvenaria de pedra .....	8
2.3.2 Paredes resistentes de alvenaria de tijolo.....	11
2.3.3 Fundações de paredes de alvenaria .....	12
2.4 Características mecânicas de paredes de alvenarias .....	14
2.5 Trabalhos de referência de caracterização das alvenarias .....	16
<b>3 Métodos de identificação modal</b>	<b>23</b>
3.1 Introdução.....	23
3.2 Técnicas de ensaios experimentais .....	24
3.2.1 Ensaios de vibração forçada.....	24
3.2.2 Ensaios de vibração livre .....	25
3.2.3 Ensaios de vibração ambiental .....	26
3.3 Métodos de identificação modal estocástica.....	26
3.3.1 Identificação modal no domínio da frequência.....	27
3.3.2 Identificação modal no domínio do tempo .....	29
<b>4 Caso de estudo: caracterização e identificação modal</b>	<b>31</b>
4.1 Introdução.....	31
4.2 Descrição do edifício .....	31
4.3 Descrição da intervenção estrutural .....	36
4.4 Ensaios <i>in situ</i> para caracterização dinâmica do edifício.....	37

4.4.1	Equipamento de medição .....	38
4.4.2	Descrição do processo de medições .....	39
4.4.3	Análise e processamento dos resultados experimentais .....	43
<b>5</b>	<b>Modelação numérica</b>	<b>53</b>
5.1	Introdução .....	53
5.2	Formas de modelação da alvenaria .....	53
5.3	Modelação numérica do edifício em de estudo.....	55
5.4	Modelação e efeito da remoção de paredes .....	65
<b>6</b>	<b>Análise ao comportamento modal do edifício</b>	<b>67</b>
6.1	Introdução .....	67
6.2	Efeito da conceção de edifícios na resposta modal.....	67
6.3	Efeito da interação dos edifícios adjacentes na resposta modal.....	69
6.3.1	Análise da interação entre o edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria resistente adjacente .....	71
6.3.2	Análise da interação entre o edifício do caso de estudo e o edifício de betão armado adjacente .....	73
6.3.3	Análise da interação do conjunto composto pelo edifício do caso de estudo, e edifícios de alvenaria resistente e betão armado adjacentes.....	75
6.4	Efeito da interação solo-fundação na resposta modal.....	78
<b>7</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	<b>85</b>
7.1	Conclusões .....	85
7.2	Desenvolvimentos futuros .....	86
<b>8</b>	<b>Bibliografia</b>	<b>87</b>

# Índice de Figuras

Figura 2.1 – Esquema de tipologias de paredes de alvenaria em relação ao número de folhas ....	9
Figura 2.2 – Tipos de aparelho em alvenaria de pedra.....	10
Figura 2.3 – Esquemas de tipos de assentamento em alvenaria de pedra .....	10
Figura 2.4 – Tijolo maciço e tijolo furado.....	11
Figura 2.5 – Esquemas de fundação direta continua .....	12
Figura 2.6 – Esquemas de fundações sobre poços de alvenaria .....	13
Figura 2.7 – Esquemas de fundações sobre estacas .....	13
Figura 2.8 – Esquema de planos de rotura da alvenaria em flexão .....	15
Figura 2.9 – Relação tensões-extensões da alvenaria à compressão .....	16
Figura 2.10 – Ensaio de compressão axial sobre um dos muretes de referência.....	18
Figura 2.11 – Esquema da tipologia e geometria das paredes utilizados nos ensaios na Universidade do Minho .....	19
Figura 2.12 – Ensaios com macacos planos realizados em construções antigas na baixa de Coimbra .....	19
Figura 2.13 – Ensaios de compressão uniaxial em alvenaria de tijolo maciço .....	21
Figura 3.1 – Exemplos de equipamentos utilizados para ensaios de vibrações forçadas .....	24
Figura 3.2 – Exemplos de equipamentos utilizados para ensaios de vibração forçada em estruturas de grande porte .....	25
Figura 3.3 – Exemplos de ensaios de vibração livre .....	25
Figura 4.1 – Edifício habitacional objeto de estudo .....	31
Figura 4.2 – Configuração dos pisos .....	32
Figura 4.3 – Corte AA’ do edificio .....	33
Figura 4.4 – Face interior de uma parede exterior de alvenaria de pedra, ao nível do rés-do-chão .....	34
Figura 4.5 – Face de uma parede de alvenaria de tijolo maciço, ao nível do rés-do-chão .....	34
Figura 4.6 – Planta de Fundações.....	35
Figura 4.7 – Edifícios adjacentes .....	35
Figura 4.8 – Identificação do fogo intervencionado.....	36
Figura 4.9 – Identificação dos elementos sujeitos a intervenção .....	36
Figura 4.10 – Implantação dos perfis metálicos.....	37
Figura 4.11 – Componentes de cada conjunto de medição .....	38
Figura 4.12 – Equipamentos de medição utilizados nos ensaios.....	38
Figura 4.13 – Sistema mecânico do Geofone MS2003+ .....	39
Figura 4.14 – Frequência de resposta do Geofone MS2003+ .....	39
Figura 4.15 – Zonas disponíveis para a realização das medições .....	40
Figura 4.16 – Posicionamento dos pontos medidos .....	41
Figura 4.17 – Comunicação ao aparelho de aquisição de dados .....	42
Figura 4.18 – Instrumentação de alguns dos pontos definidos para o ensaio.....	43
Figura 4.19 – Registo de velocidades do G3 segundo os eixos x, y e z durante o <i>setup</i> 4 (4-06-2014) .....	44
Figura 4.20 – <i>ARTEMIS Testor</i> – definição da geometria dos pontos instrumentados de acordo a posição atribuída nos ensaios experimentais.....	45

Figura 4.21 – Espectros dos valores singulares da matriz de funções, segundo o método EFDD, para o registo de medições do dia 4-06-2014.....	46
Figura 4.22 – Diagrama de estabilização, segundo o método SSI-PC, para o registo de medições do dia 4-06-2014.....	46
Figura 4.23 – Configurações modais associadas aos modos de vibração para as medições do dia 4-06-2014.....	47
Figura 4.24 – Espectros dos valores singulares da matriz de funções, segundo o método EFDD, para o registo de medições do dia 2-12-2014.....	48
Figura 4.25 – Diagrama de estabilização, segundo o método SSI-UPC Merged Test Setups, para o registo de medições do dia 2-12-2014 .....	48
Figura 4.26 – Configurações modais associadas aos modos de vibração para as medições do dia 2-12-2014.....	49
Figura 4.27 – Esboço da configuração dos modos de vibração identificados experimentalmente.....	51
 Figura 5.1 – Estratégias de modelação da alvenaria .....	54
Figura 5.2 – Levantamento estrutural nos fogos de habitação .....	56
Figura 5.3 – Estado de degradação das paredes do fogo 1º direito .....	57
Figura 5.4 – Vista frontal do modelo em 3D.....	58
Figura 5.5 – Definição da malha de elementos finitos do edifício .....	59
Figura 5.6 – Processo de ajuste ao modelo de elementos finitos .....	60
Figura 5.7 – Configuração em planta dos primeiros 12 modos de vibração resultantes da análise modal .....	63
Figura 5.8 – Frequências e configurações dos 3 primeiros modos de vibração da estrutura, em 3D .....	63
Figura 5.9 – Comparação entre os resultados obtidos na análise numérica e na análise experimental .....	64
 Figura 6.1 – Caracterização de geometrias em planta.....	68
Figura 6.2 – Trajetória das forças de inercia em edifícios .....	68
Figura 6.3 – Efeito de “pounding” .....	69
Figura 6.4 – Edifício de alvenaria resistente, adjacente ao edifício do caso de estudo .....	70
Figura 6.5 – Edifício de betão armado, adjacente ao edifício do caso de estudo .....	70
Figura 6.6 – Assentamento de edifício devido a perturbação do solo.....	71
Figura 6.7 – Modelo do sistema constituído pelos dois edifícios de alvenaria resistente .....	72
Figura 6.8 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria adjacente.....	73
Figura 6.9 – Modelo do sistema constituído pelos edifícios do caso de estudo e o de betão armado adjacente .....	74
Figura 6.10 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e pelo edifício de betão armado adjacente.....	75
Figura 6.11 – Modelo do sistema constituído pelo conjunto dos edifícios do caso de estudo, alvenaria resistente adjacente e o de betão armado adjacente .....	76
Figura 6.12 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo conjunto dos edifícios do caso de estudo, alvenaria resistente adjacente e o de betão armado adjacente .....	77
Figura 6.13 – Modelação das fundações .....	78
Figura 6.14 – Configuração dos primeiros três modos de vibração para as análises considerando diferenças de rigidez para os apoios de fundação.....	81
Figura 6.15 – Situações de cálculo tendo em consideração variações das características do solo consoante a zona do edifício .....	82
Figura 6.16 – Configuração dos primeiros três modos de vibração para as análises considerando variação das características do terreno .....	83

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensões, grau de aparelho e material ligante .....	6
Tabela 2.2 – Classificação das paredes antigas de edifícios, de acordo com os materiais utilizados.....	7
Tabela 2.3 – Classificação das paredes e muros segundo a função e o fim a que se destinam .....	7
Tabela 2.4 – Designação de paredes de tijolo em função da sua espessura .....	11
Tabela 2.5 – Valores correntes de $f_{xk1}$ e $f_{xk2}$ .....	15
Tabela 2.6 – Valores de referência das propriedades mecânicas para diversas tipologias de alvenaria.....	17
Tabela 2.7 – Valores típicos propostos por Tomazevic de algumas propriedades mecânicas de alvenarias .....	20
Tabela 2.8 – Valores de módulos de elasticidade determinados em trabalhos de referência.....	21
Tabela 4.1 – Ocupação dos geofones durante os <i>setups</i> .....	41
Tabela 4.2 – Frequências e amortecimentos identificados resultantes da aplicação dos métodos EFDD e SSI-PC, para o registo de medições do dia 4-06-2014.....	47
Tabela 4.3 – Comparação entre as técnicas EFDD e SSI-PC através da matriz MAC, para o registo de medições do dia 4-06-2014 .....	48
Tabela 4.4 – Frequências e amortecimentos identificados resultantes da aplicação dos métodos EFDD e SSI-UPC Merged Test Setups, para o registo de medições do dia 2-12-2014.....	49
Tabela 4.5 – Comparação entre as técnicas EFDD e SSI-UPC Merged Test Setups através da matriz MAC, para o registo de medições do dia 2-12-2014 .....	50
Tabela 4.6 – Comparação entre as medições efetuadas nos dias 4-06-2014 e 2-12-2014, através da matriz MAC .....	50
Tabela 4.7 – Variação das frequências obtidas entre as medições dos dias 4-06-2014 e 2-12-2014.....	51
Tabela 5.1 – Elementos produzidos para a definição da geométrica da estrutura.....	57
Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais considerados na modelação .....	60
Tabela 5.3 – Processo iterativo de calibração efetuado para determinar o modo de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra, tijolo maciço e tijolo furado .....	61
Tabela 5.4 – Resultados da análise modal: períodos, frequências e fatores de participação de massa .....	62
Tabela 5.5 – Elementos criados para definição dos perfis metálicos .....	65
Tabela 5.6 – Resultados da análise modal após modelação da intervenção estrutural: períodos, frequências e fatores de participação de massa .....	65
Tabela 5.7 – Comparação entre as frequências obtidas antes e depois da modelação da intervenção estrutural.....	66

Tabela 6.1 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria resistente adjacente .....	72
Tabela 6.2 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de betão armado adjacente .....	74
Tabela 6.3 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo conjunto entre o edifício do caso de estudo, e os edifícios de alvenaria resistente e betão armado adjacentes .....	76
Tabela 6.4 – Resultados das frequências obtidas para diferentes modelações dos apoios de fundação.....	80
Tabela 6.5 – Resultados das frequências obtidas para as situações de cálculo da variação das características do terreno consoante a zona do edifício .....	83



# Listas de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

G1	Geofone 1 (MS2002)
G2	Geofone 2 (MS2002)
G3	Geofone 3 (MS2002)

## Siglas

BFD	Basic Frequency Decomposition
EC6	Eurocódigo 6
EF	Elementos Finitos
EFDD	Enhanced Frequency Domain Decomposition
FDD	Frequency Domain Decomposition
FFT	Fast Fourier Transform
GDL	Grau de Liberdade
GNDT	Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramotti
MAC	Modal Assurance Criterion
MEF	Método dos Elementos Finitos
NTC	Norme Tecniche per le Costruzioni
PP	Peak Picking
SAP2000	Structural Analysis Program
SSI-CVA	Canonical Variate Analysis
SSI-DATA	Driven Stochastic Subspace Decomposition
SSI-PC	Principal Component
SSI-UPC	Unweighted Principal Components
SVD	Singular Value Decomposition

## Símbolos

$\xi$	coeficiente de amortecimento
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\rho$	densidade

$f$	frequência
$G$	módulo de distorção
$E$	módulo de elasticidade
$\gamma$	peso volúmico
$f_{xk1}$	resistência à flexão da alvenaria segundo o plano paralelo às juntas de assentamento
$f_{xk2}$	resistência à flexão da alvenaria segundo o plano perpendicular às juntas de assentamento
$K_l$	rigidez longitudinal estática equivalente
$K_t$	rigidez transversal estática equivalente
$K_z$	rigidez vertical estática equivalente
$\sigma_d$	valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento ao nível considerado
$f_{vk}$	valor de cálculo da resistência característica ao corte da alvenaria
$f_k$	valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria
$f_{vlt}$	valor limite para $f_{vk}$
$f_{vk0}$	valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria
$f_m$	valor da resistência normalizada da argamassa
$f_b$	valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, na direção da ação aplicada

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações gerais

Atualmente a maioria da construção em Portugal faz-se recorrendo à utilização de estruturas de betão armado, solução que passou a ser largamente aplicada a partir de meados do século XX [23], com o avanço e desenvolvimento tecnológico do material e de regulamentação adequada para a sua aplicação. Apesar disso, ainda se podem encontrar no nosso país muitos edifícios anteriores a esse período, construídos com diferentes soluções estruturais, como são os casos dos edifícios pombalinos, gaioleiros, ou mistos, nos quais as paredes de alvenaria fazem parte da estrutura do edifício, e que continuam em funcionamento nos dias de hoje.

Nos últimos tempos tem-se vindo a assistir a um grande interesse na preservação dos edifícios mais antigos, devido a estes muitas vezes se encontrarem em zonas privilegiadas e com potencial interesse de exploração económica, ou então por uma questão de conservação do seu valor patrimonial [28]. Esta necessidade de preservar e de reaproveitar o antigo levou a um crescimento no sector da reabilitação e do reforço estrutural em Portugal. Apesar das reabilitações visarem sempre a segurança das estruturas, não é difícil encontrar situações onde as intervenções realizadas provocam uma fragilização das mesmas, sendo exemplo disso a remoção de paredes exteriores para criação de montras de lojas ou a remoção de paredes interiores para ampliação de espaços, operações que promovem uma redução da rigidez, e por sua vez alteram a resposta modal do sistema estrutural. Estas situações podem-se tornar problemáticas no que diz respeito ao agravamento da vulnerabilidade sísmica dos edifícios.

Neste âmbito a análise dinâmica de estruturas assume um papel fundamental, de forma a poder prever o comportamento das estruturas quando sujeitas a ações cíclicas, como por exemplo do vento ou dos sismos, e antecipar também o seu comportamento a possíveis alterações estruturais induzidas. No entanto, quando se trata da conceção de modelos numéricos de estruturas mais antigas para a realização desse tipo de análises, existe uma grande dificuldade em definir alguns parâmetros dos elementos que as constituem, como por exemplo a sua rigidez através do Módulo de Elasticidade,  $E$ .

Graças à evolução tecnológica e científica, têm-se desenvolvido varias técnicas de ensaios experimentais *in situ* que permitem efetuar uma caracterização do estado correspondente das estruturas, das quais se destacam as técnicas de vibração forçada, ambiental e livre. Através dessas técnicas é possível estimar um conjunto de parâmetros modais, nomeadamente as frequências naturais, a configuração dos modos associados a essas frequências, e os coeficientes de amortecimento. A determinação destes parâmetros é importante, não só por fornecer informação relevante quanto ao estado de conservação da estrutura, mas também por permitir fazer a validação de modelos numéricos, pois consegue-se fazer uma calibração destes através dos resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados à estrutura.

No processo de identificação modal, a escolha do método a empregar dependerá do tipo de estrutura que se pretende caracterizar, sendo que dos ensaios anteriormente mencionados, aquele que revela um maior interesse para a identificação modal de estruturas com paredes resistentes, ainda em funcionamento, é o ensaio realizado recorrendo a técnicas de vibração ambiental, isto por este não consistir num ensaio intrusivo, ser de fácil execução, e por permitir a sua realização sem afetar o normal funcionamento das estruturas. Estes ensaios caracterizam-se pelo desconhecimento das ações de excitação na estrutura, tratando-se por isso de métodos de identificação estocásticos, podendo estes ser divididos em dois grupos distintos, consoante os dados utilizados na identificação modal, métodos de identificação no domínio da frequência ou métodos de identificação no domínio do tempo.

## **1.2 Objetivos da dissertação**

A realização deste trabalho foi motivada pela oportunidade de efetuar um estudo sobre o impacto, em termos de resposta modal, da remoção de paredes de um edifício, onde estas desempenham um papel estrutural. O edifício analisado no âmbito desta dissertação localiza-se em Lisboa, na Rua de Sant'Ana à Lapa nº107 (Figura 4.1), e apesar de não se poder considerar como histórico, também não se pode considerar como um edifício contemporâneo, construído com alvenarias tradicionais, inovadoras, ou reforçadas. Trata-se de um edifício antigo, cuja construção data de 1937, constituído por paredes exteriores de alvenaria de pedra, paredes interiores de tijolo, e lajes de betão armado, sendo este tipo de edifícios designados por edifícios de placa.

Um dos objetivos é o de efetuar uma identificação dinâmica do edifício, antes e depois da intervenção de remoção de paredes, através de ensaios experimentais realizados *in situ*, nos quais se recorreu à técnica de vibração ambiental para a caracterização das propriedades modais da estrutura, e averiguar que alterações poderão ter ocorrido resultantes da intervenção estrutural realizada.

Também se pretende proceder à criação de um modelo numérico da estrutura para se poderem efetuar algumas análises dinâmicas, utilizando para o efeito o programa de elementos finitos *SAP2000*. Os resultados dos ensaios dinâmicos experimentais servirão para auxiliar a calibração do modelo de elementos finitos, nomeadamente na definição ou determinação das características mecânicas dos elementos que constituem o modelo, alcançada através da comparação da resposta real da estrutura com a resposta numérica do modelo.

Pretende-se por fim fazer uma análise que tenha em consideração o meio de inserção do edifício e o historial de tensões ou deformações a que este possa ter estado sujeito, tendo em consideração fatores internos e externos como, a regularidade em planta e alçado, perdas de rigidez em paredes estruturais do edifício, assentamentos ou flexibilidade de fundação, e o possível efeito que os edifícios adjacentes a atuar em conjunto possam ter na alteração da resposta dinâmica da estrutura.

## **1.3 Organização do trabalho**

A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, incluindo ainda referências bibliográficas. Apresentam-se de seguida, e de forma sumária, o conteúdo de cada capítulo.

No presente capítulo é feita uma breve introdução ao tema e são descritos os principais objetivos do trabalho.

No segundo capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica ao tema das paredes de alvenaria resistentes, para melhor se compreender os seus fundamentos e as características deste tipo de solução estrutural.

No terceiro capítulo são abordadas de forma sucinta algumas das técnicas experimentais e os métodos de identificação modal utilizados no campo da engenharia civil, para a identificação das características dinâmicas das estruturas.

No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo, onde é feita a descrição do edifício a analisar, e posteriormente são apresentados os resultados dos ensaios experimentais efetuados e a correspondente identificação das características dinâmicas da estrutura.

No quinto capítulo é elaborado o modelo numérico da estrutura no programa de elementos finitos *SAP2000*, e procede-se à calibração do modelo com base nos resultados experimentais obtidos. Procede-se ainda à modelação da intervenção estrutural a que o edifício foi sujeito, avaliando-se de seguida o seu impacto no comportamento global da estrutura.

No sexto capítulo faz-se uma apreciação quanto à resposta modal da estrutura, efetuando-se algumas análises com vista a identificar possíveis causas de desvio dos resultados numéricos em comparação com resultados experimentais.

No sétimo capítulo expõem-se as principais conclusões que resultam da elaboração deste trabalho e propõem-se futuros trabalhos a desenvolver.



## Capítulo 2

# Edifícios com paredes de alvenaria resistente

### 2.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se efetuar um breve resumo sobre aspetos relacionados com a caracterização de paredes resistentes, como o material constituinte, tipologias, comportamento estrutural e das principais características mecânicas que as definem, dando maior ênfase às soluções correspondentes às do edifício objeto de estudo neste trabalho, para possibilitar mais tarde a criação de um modelo o mais fidedigno possível.

A alvenaria assume um importante papel na história da construção e da humanidade, uma vez que durante milhares de anos foi o principal material responsável pela habitabilidade dos abrigos construídos pelo homem, proporcionando abrigo, proteção contra os agentes exteriores, divisão de espaços, e para além disso, constituía também o principal material estrutural dos edifícios [30].

Entende-se por alvenaria como um conjunto de elementos (pedras, tijolos ou blocos) sobrepostos e arrumados, sendo a sua união promovida por uma argamassa ou apenas pela sobreposição entre os elementos, possibilitando a formação de paredes, pontes, fundações ou muros [12].

As estruturas de alvenaria nasceram como o resultado de um processo empírico de aprendizagem, no qual os elementos que as definem eram colocados uns sobre os outros, de forma mais ou menos imbricada, quer longitudinalmente quer transversalmente, de modo a que da associação destes elementos, e sob a ação da gravidade, resultasse uma interação de equilíbrio assegurada por tensões de compressão e atrito. Como consequência do seu processo de construção e dos elementos que as compõem, as alvenarias representam um material heterogêneo, intrinsecamente descontínuo, com boa resistência mecânica à compressão, mas com fraca resistência à tração [27].

Hoje em dia, apesar de ainda se projetarem novos edifícios constituídos por alvenaria estrutural, no nosso país verifica-se que essas soluções foram largamente ultrapassadas por outros materiais estruturais, como é o caso do betão armado [31], passando as alvenarias a desempenhar maioritariamente um papel de divisão e isolamento de espaços. No entanto ainda é possível encontrar no edificado português muitos edifícios, onde são as paredes de alvenaria que constituem o suporte vertical do edifício, existindo uma enorme variedade de soluções encontradas na definição dessas paredes, nomeadamente no que diz respeito às suas tipologias e às características mecânicas que cada solução apresenta.

## 2.2 Classificação tipológica de paredes de alvenaria

A realização de uma fiel modelação e análise estrutural do material de alvenaria não constitui uma tarefa fácil, nomeadamente no que diz respeito à implementação das suas leis constitutivas, uma vez que é necessário tomar em consideração as diferenças morfológicas nas secções de alvenaria, que poderão ser de pedra, tijolo cerâmico, ou ainda outros materiais típicos de diferentes épocas e locais. É importante que essas diferenças sejam tidas em consideração, uma vez que terão de certeza influência no comportamento da estrutura. Para estabelecer essas diferenças recorre-se a uma classificação tipológica de paredes [27].

Segundo Pinho (2008), as várias tipologias e denominações de paredes de alvenaria antigas podem ser caracterizadas de acordo com:

- a natureza, dimensões, grau de aparelho e material ligante (Tabela 2.1);
- tipo de materiais utilizados como elementos de enchimento (Tabela 2.2);
- fim a que se destinam (Tabela 2.3).

Tabela 2.1 – Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensões, grau de aparelho e material ligante [24]

Designação	Natureza e características dos materiais utilizados
Paredes taipa e/ou adobe	Paredes construídas com terra
Alvenaria de tijolo	Paredes construídas com tijolo
Alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária	Pedras toscas, de formas e dimensões irregulares, e ligadas com <i>argamassa ordinária</i> <sup>1</sup>
Alvenaria de pedra seca	Pedras assentes por justaposição, travadas entre si, sem o uso de qualquer tipo de argamassa
Alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces, assentes com argamassa ordinária
Alvenaria hidráulica	Pedras ligadas com argamassa hidráulica
Alvenaria refratária	Pedras ligadas com argamassa refratária
Paredes mistas	Alvenaria e cantaria; alvenaria e tijolo; alvenaria com armação de madeira; etc..
Paredes de cantaria	Pedras de cantaria com as faces devidamente aparelhadas, assentes em argamassa, ou apenas sobrepostas e justapostas
Paredes de betão	Paredes constituídas com betão

<sup>1</sup> A denominação *argamassa ordinária* é atribuída à argamassa constituída por cal e areia.



Tabela 2.2 – Classificação das paredes antigas de edifícios, de acordo com os materiais utilizados [24]

Designação	Materiais utilizados na construção das paredes de edifícios antigos
Paredes homogêneas	Taipa, tijolo, alvenaria, cantaria, etc.
Paredes mistas	Alvenaria e cantaria, alvenaria de pedra e tijolo, alvenaria com armação de madeira, etc.

Tabela 2.3 – Classificação das paredes e muros segundo a função e o fim a que se destinam [24]

Designação	Função	Observações
Paredes-mestras: - <i>interiores</i> - <i>de fachada</i> - <i>laterais</i>	Paredes resistentes, interiores ou exteriores, geralmente com grande espessura	Nas construções correntes, as paredes com capacidade resistente que definem grandes divisões designam-se por <i>frontais</i>
Paredes divisórias ou de compartimentação	Dividem espaços delimitados pelas paredes-mestras	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões, estas paredes designam-se genericamente por <i>tabiques</i>
Muros de suporte	Suportam geralmente as terras das trincheiras e dos aterros, e servem também de revestimento aos seus taludes	–
Muros de vedação	Delimitam ou fecham um espaço (terreno)	–
Muros de revestimento	Proteção de taludes (dos agentes atmosféricos)	Têm a inclinação natural dos taludes e uma espessura reduzida

Apesar da grande diversidade tipológica de paredes existentes, exibidas anteriormente sob a forma de tabelas, para a realização deste trabalho importa compreender fundamentalmente as características e condicionantes das paredes resistentes, em particular àquelas que correspondem às soluções de um edifício constituído por duas tipologias de paredes, nomeadamente por paredes de alvenaria de pedra e paredes de alvenaria de tijolo.

## 2.3 Caracterização dos elementos de alvenaria em edifícios com paredes resistentes

As paredes resistentes são aquelas que são responsáveis por garantir a estabilidade do edifício, resistindo à atuação de cargas verticais (provenientes das ações gravíticas), e também à atuação de forças horizontais (que podem ser provenientes do vento ou de sismos), sendo esta estabilidade promovida graças às características geométricas e mecânicas das alvenarias [24].

Os restantes elementos estruturais que compõem os edifícios de paredes resistentes, são os pavimentos, as coberturas, e as escadas, elementos esses que poderão ser constituídos por madeira ou por betão armado.

De seguida faz-se uma abordagem resumida sobre alguns dos principais elementos de alvenaria que compõem as construções de edifícios com paredes resistentes, em particular dos elementos com maior relevância para o desenvolvimento deste trabalho.

### 2.3.1 Paredes resistentes de alvenaria de pedra

As paredes resistentes de alvenaria de pedra apresentam uma grande heterogeneidade, pelo que estas podem também ser distinguidas tendo em conta as suas características construtivas, fazendo uma classificação baseada em quatro parâmetros base [3]:

- as pedras – as dimensões das pedras usadas, o formato, se são ou não trabalhadas, a sua natureza ou proveniência, a cor, e o estado de conservação;
- a argamassa – promove a ligação entre as paredes (exceto no caso de alvenarias de juntas secas, onde a ligação é promovida pela sobreposição de pedras travadas entre si, sem utilização de argamassa), variando consoante a sua constituição, e que também se distinguem em relação à espessura de juntas, cor, e tipo de agregado;
- o assentamento – avaliando-se a textura, regularidade e disposição das superfícies de assentamento;
- a secção – espessura da parede, número de folhas que a constituem, grau de sobreposição das folhas, presença de pedras transversais, e a dimensão e distribuição de vazios.

Os parâmetros descritos anteriormente são todos relacionáveis uns com os outros, e através deles consegue-se obter informação acerca da resistência da alvenaria e do comportamento mecânico das suas paredes. Por exemplo, a forma das pedras influencia a técnica construtiva, o tipo de acabamento, a regularidade das juntas de argamassa e a sua espessura, a qualidade de assentamento pode ter consequências sobre o comportamento mecânico e a vulnerabilidade a mecanismos de instabilização, a existência de *perpianhos*<sup>2</sup> permite apurar o grau de ligação entre as folhas, a presença e dimensão de vazios tem interferência na qualidade de construção e pode revelar o estado de degradação, isto para enumerar apenas algumas das relações que podem suceder [27].

---

<sup>2</sup> Também designados por *travadouros*, são pedras colocadas transversalmente visando a união e estabilização da secção.

No que se refere à seção das paredes, esta desempenha um papel fundamental em relação ao estudo das propriedades e comportamento das alvenarias. Já se mencionou anteriormente o termo de folha em seções de paredes, um termo que pode ser entendido como se de um “pano de alvenaria” se tratasse. Em relação às folhas, podem-se definir quatro tipologias diferentes apresentadas na Figura 2.1, descritas como [17]:

- a) parede de folha simples – constituídas por pedra transversal única, ou se a parede for de grande espessura podem ser constituídas por mais do que uma pedra, mas formando apenas uma folha (Figura 2.1 a);
- b) parede de duas folhas sem ligação – constituída por duas folhas completamente separadas por uma junta vertical (Figura 2.1 b);
- c) parede de duas folhas com ligação – constituída por duas folhas ligadas entre si, por sobreposição das pedras de cada folha, ou através da utilização de perpianhos (Figura 2.1 c);
- d) parede de três folhas – constituída por duas folhas exteriores com boas características resistentes, separadas por um núcleo de qualidade mais baixa (Figura 2.1 d).

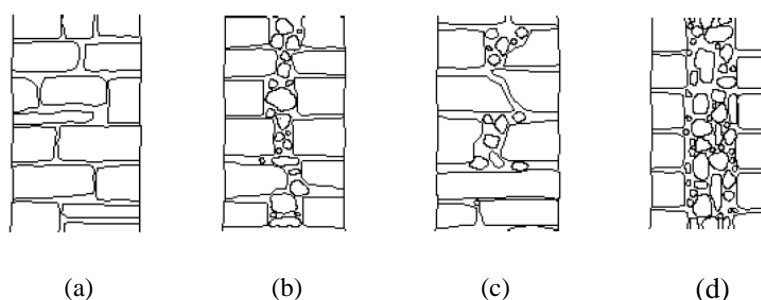


Figura 2.1 – Esquema de tipologias de paredes de alvenaria em relação ao número de folhas [17]: a) parede de folha simples; b) parede de duas folhas sem ligação; c) parede de duas folhas com ligação; d) parede de três folhas

Segundo o *Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramotti* – GNDT (grupo nacional de pesquisa científica italiano), é ainda possível fazer uma classificação de paredes de alvenaria de pedra quanto ao tipo de aparelho e de assentamento utilizado, que no fundo estão diretamente relacionadas um com o outro [29].

A classificação quanto ao tipo de aparelho utilizado tem como objetivo avaliar as juntas das alvenarias, cujas configurações podem ser observadas e definidas consoante a Figura 2.2.

Em relação à classificação do tipo de assentamento, pretende-se avaliar a forma e a disposição com que as pedras foram assentes, encontrando-se estes representados na Figura 2.3.



(a)



(b)

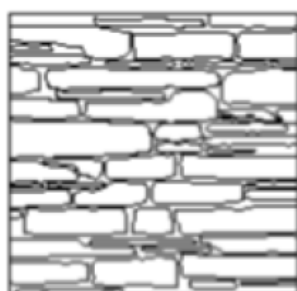


(c)



(d)

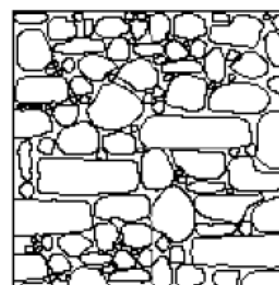
Figura 2.2 – Tipos de aparelho em alvenaria de pedra [4]: a) regular com juntas preenchidas com argamassa; b) regular sem preenchimento das juntas; c) irregular com juntas preenchidas com argamassa; d) irregular sem preenchimento de juntas



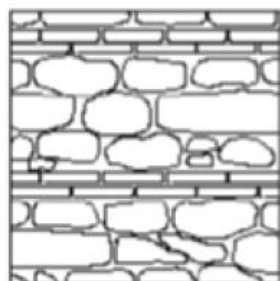
(a)



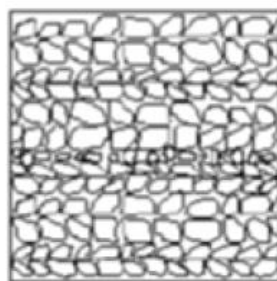
(b)



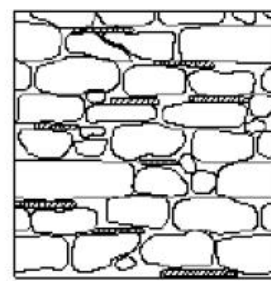
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.3 – Esquemas de tipos de assentamento em alvenaria de pedra [17]: a) horizontal; b) horizontal/vertical; c) aleatório; d) escalonado com fiadas de regularização; e) em “espinha de peixe”; f) com calços e cunhas

### 2.3.2 Paredes resistentes de alvenaria de tijolo

O tijolo cerâmico surge na sequência evolutiva do processo construtivo dos *adobes*<sup>3</sup>, com o desenvolvimento de fornos capazes de promover a cozedura de matéria-prima. O tijolo é então um material cerâmico constituído por uma pasta de argila, areia e água, obtido pela sua cozedura em fornos apropriados [24]. As propriedades da cerâmica como material excecional para modelagem de várias geometrias, e posterior resistência mecânica adquirida após cozedura, possibilitou a evolução deste material e a diversificação de modelos existentes no mercado, havendo hoje em dia uma grande variedade disponível para seleção, desenvolvidos sobre vários tamanhos e formas, consoante as funções que visam desempenhar [30].

No entanto, aquando da construção de edifícios mais antigos ainda não existiam no mercado a grande variedade de unidades que se podem encontrar hoje, pelo que os tijolos utilizados na construção das paredes eram geralmente de dois tipos, maciços ou furados (Figura 2.4), e tinham em média as dimensões de 0,23 m × 0,11 m × 0,07m.



Figura 2.4 – Tijolo maciço e tijolo furado [37]

A execução de paredes de alvenaria de tijolo eram efetuadas pela sobreposição dos tijolos uns sobre os outros, normalmente por forma a que as suas arestas ficassem desfasadas entre camadas, com a ligação entre as blocos promovida por uma argamassa cujas juntas não ultrapassavam 1 cm. Estas paredes podiam ser classificadas e identificadas segundo a espessura da sua secção, que por sua vez está relacionada com a disposição dos tijolos (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Designação de paredes de tijolo em função da sua espessura [24]

Espessura da parede	Designações
Igual à altura de um tijolo	Pano de tijolo ao alto
Igual à largura de um tijolo	Pano ou parede de meia vez
Igual ao comprimento de um tijolo	Pano ou parede de uma vez
Igual à soma do comprimento com a largura de um tijolo	Parede de uma vez e meia
Igual a duas vezes o comprimento de um tijolo	Parede de duas vezes
Igual à soma de dois comprimentos com uma largura	Parede de duas vezes e meia

<sup>3</sup> Tijolos de terra crua moldados e cozidos por processos artesanais (ao sol)

À semelhança do que acontecia com as secções de paredes de alvenaria de pedra, também as paredes de alvenaria de tijolo podiam ser definidas por secções de paredes de folhas simples, ou múltiplas folhas.

Note-se que perante as mesmas circunstâncias, as paredes de tijolo podiam ser menos espessas que as de pedra, essencialmente devido a dois motivos, primeiro porque a horizontalidade dos seus leitos e a maior regularidade na sobreposição lhes proporcionavam maior resistência, e segundo por possuírem uma condutibilidade térmica inferior [24].

### 2.3.3 Fundações de paredes de alvenaria

O comportamento das estruturas de alvenaria antigas está fortemente ligado com o comportamento associado solo-estrutura, razão pela qual se justifica fazer aqui um breve resumo sobre as principais características das fundações em edifícios antigos de paredes resistentes.

As fundações de edifícios antigos, também designadas por *alicerces*, eram normalmente executadas em alvenaria de pedra ou mista (pedra, tijolo, e madeira), com a utilização ou não de argamassa. As suas características construtivas dependeriam essencialmente da importância da estrutura a suportar, dos valores de cargas transmitidas, da capacidade resistente do solo, e da profundidade a que este se encontrava. Assim, as fundações podiam ser classificadas consoante a sua profundidade, tal como se continua a fazer atualmente, podendo estas ser diretas ou superficiais, ou então, indiretas ou profundas, fazendo-se ainda uma distinção entre soluções de fundações contínuas, para suporte de paredes, ou isoladas, para suporte de pilares de alvenaria [27].

Em relação às soluções das fundações contínuas das paredes de alvenaria, estas apresentavam geralmente uma sobrelargura em relação à parede, pela facto de fazerem a transição entre a parede e o solo de fundação, com uma resistência menor, necessitando por isso de uma área de contacto superior. Outra razão para a existência dessa sobrelargura podia dever-se ao facto das fundações corresponderem a uma fase de construção menos rigorosa, podendo ocorrer alguns erros de implantação, que eram posteriormente corrigidos no processo da elevação das paredes. Em situações onde se deparasse com solos de fundação com muito boas características mecânicas (rochas graníticas, calcárias ou basálticas), esta sobrelargura poderia não existir, uma vez que o terreno seria mais resistente que a parede, dispensando assim a sobrelargura de transição. Para terrenos considerados “médios” a altura destas fundações variava aproximadamente entre 0,50 m e 0,80 m [24]. Na Figura 2.5 é possível ver esquemas de fundação com e sem sobrelargura.

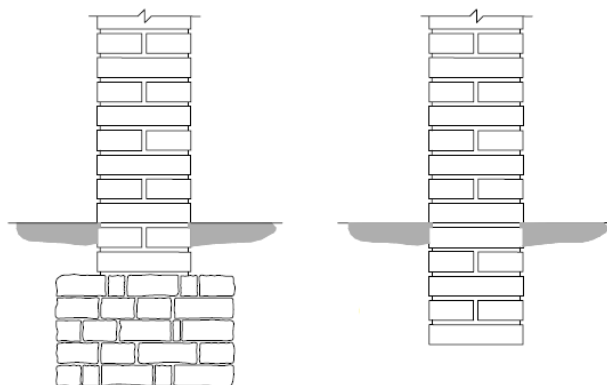


Figura 2.5 – Esquemas de fundação direta continua [27]: com sobrelargura (esquerda), e sem sobrelargura (direita)

As maiores diferenças entre as paredes e as suas fundações aconteciam quando não se podiam executar fundações diretas devido à fraca capacidade de carga do terreno à superfície, sendo então necessário recorrer-se a fundações profundas ou indiretas. Com vista a alcançar a profundidade do terreno com melhores capacidades resistentes, existiam três tipos de soluções a que se podiam recorrer. Na primeira hipótese executavam-se caves no edifício, de maneira a que o pavimento inferior ficasse a uma cota onde já fosse possível realizar fundações diretas como as descritas anteriormente [24]. A segunda solução consistia na abertura de poços, com afastamentos na ordem dos três metros, e com profundidades dependentes da profundidade do solo firme, preenchidos com enrocamento de pedras ordinárias, e no topo dos poços, preenchia-se com alvenaria de pedra de boa qualidade e construíam-se arcos de tijolo maciço ou pedra sobre os quais se iriam erguer as paredes de alvenaria (Figura 2.6). Uma última alternativa disponível seria a cravação no terreno de estacas de madeira (solução que também poderia ser considerada como uma técnica de consolidação), no entanto esta técnica estava limitada à natureza do terreno, pois obrigava à existência de camadas brandas de solo que possibilitasse a cravação das estacas, e limitada também à disponibilidade de estacas de boa capacidade resistente (Figura 2.7) [24,27].

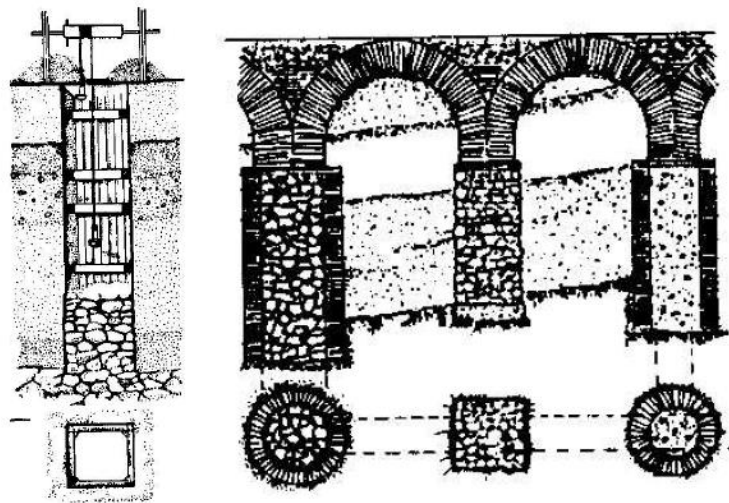


Figura 2.6 – Esquemas de fundações sobre poços de alvenaria [27]: corte (em cima), e planta (em baixo)

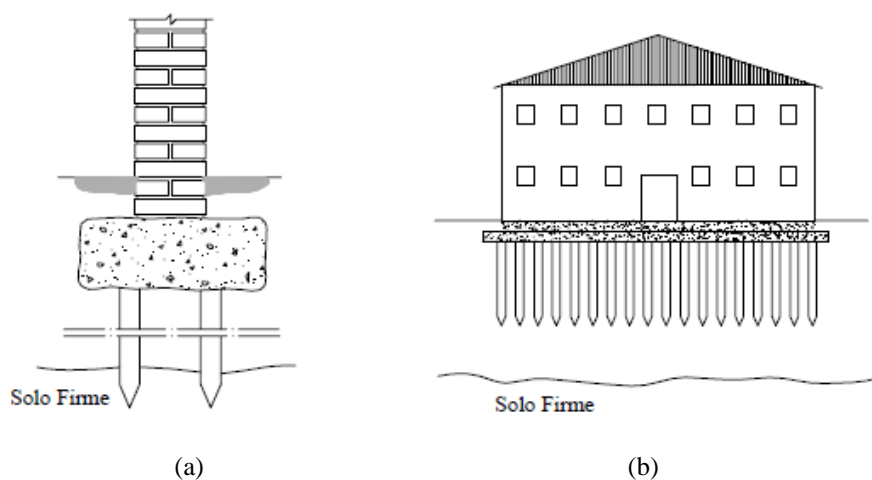


Figura 2.7 – Esquemas de fundações sobre estacas [27]: a) transmissão das cargas ao solo firme através de estacas; b) recurso de estacas para consolidação do solo

## 2.4 Características mecânicas de paredes de alvenarias

A par da compreensão da solução construtiva adotada nas paredes de alvenaria, o conhecimento das suas propriedades mecânicas constitui outro fator fundamental para a sua correta modelação numérica, porém, a informação disponível em relação a essas propriedades é relativamente escassa.

Para a realização de modelos numéricos que traduzam com exatidão o comportamento real das estruturas, é importante determinar com algum rigor as suas propriedades mecânicas. Parâmetros como o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), permitem estimar a rigidez dos elementos estruturais, bem como a sua deformabilidade e distribuição de esforços. A densidade ( $\rho$ ), é outro parâmetro importante para calcular a parcela da carga correspondente ao peso próprio, na medida que tem influência sobre a massa do sistema estrutural, que por sua vez afeta a resposta dinâmica da estrutura. Caso se pretenda avaliar o grau de segurança da estrutura será ainda necessário o conhecimento das tensões de rotura por compressão, tração, e corte [27].

Os parâmetros acima referidos são fortemente influenciados pelas propriedades de cada um dos componentes que constituem as alvenarias, como as propriedades físicas e mecânicas das pedras e tijolos que compõem a alvenaria, e também com grande importância atribuída à composição da argamassa. Também o material alvenaria como um todo tem influência na determinação desses parâmetros, nomeadamente através de características como a sua secção.

Com o surgimento de nova regulamentação para o projeto de estruturas de alvenaria, o Eurocódigo 6 [9], foram definidas algumas expressões que relacionam as propriedades dos constituintes das alvenarias (alvenarias simples e alvenarias confinadas, constituídas por unidades regulares e executadas com argamassa corrente), e dos seus parâmetros entre si. O EC6 define três propriedades mecânicas da alvenaria fundamentais para o projeto, podendo estas ser obtidas através de ensaios normalizados ou de valores tabelados, sendo elas a resistência à compressão, resistência ao corte e resistência à flexão. Podem ainda ser definidos o módulo de elasticidade e o módulo de distorção, através de expressões que correlacionam os parâmetros previamente determinados [9,13].

A resistência característica à compressão das alvenarias abrangidas pelo EC6, pode ser obtida pela expressão (2.1) [9]:

$$f_k = k \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (2.1)$$

Em que:

$f_k$  – valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria, em MPa

$k$  – constante que depende do tipo de unidade e respetivo grupo, e o tipo de argamassa

$f_b$  – valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, na direção da ação aplicada, em MPa

$f_m$  – valor da resistência normalizada da argamassa, em MPa

A resistência ao corte da alvenaria,  $f_{vk}$ , executada com argamassa corrente pode ser obtida pela expressão (2.2) [9]:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_d \quad (2.2)$$

sem ultrapassar  $0,065 \times f_b$  ou  $f_{vlt}$



Em que:

$f_{vk0}$  – valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula

$f_{vlt}$  – valor limite para  $f_{vk}$

$\sigma_d$  – valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento ao nível considerado, usando a combinação apropriada de carga que origina a tensão média de compressão na zona comprimida sujeita a corte e ignorando a parte em tração

A resistência à flexão da alvenaria define-se segundo duas direções, uma segundo o plano paralelo às juntas de assentamento,  $f_{xk1}$ , e a outra no plano perpendicular às juntas de assentamento,  $f_{xk2}$  (Figura 2.8). A Tabela 2.5 apresenta valores típicos para situações comuns, executadas com argamassa corrente.

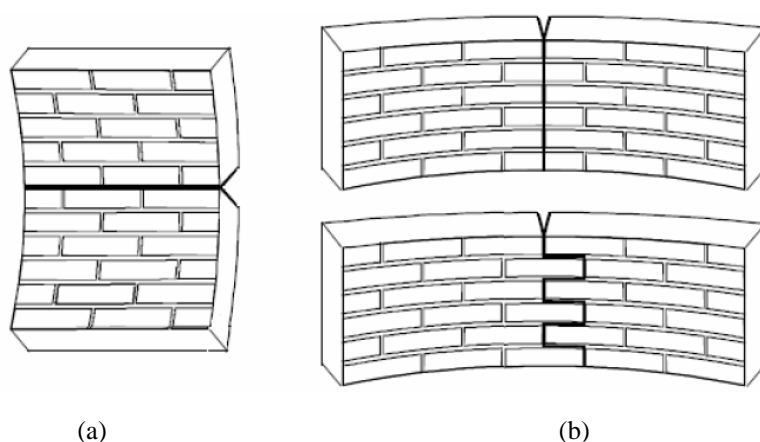


Figura 2.8 – Esquema de planos de rotura da alvenaria em flexão [9]: a) plano de rotura paralelo às juntas de assentamento  $f_{xk1}$ ; b) Plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento,  $f_{xk2}$

Tabela 2.5 – Valores correntes de  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$ , adaptado de [9]

Unidades para alvenaria		$f_{xk1}$ (MPa)		$f_{xk2}$ (MPa)	
		Argamassa corrente		Argamassa corrente	
		$f_m < 5$ MPa	$f_m \geq 5$ MPa	$f_m < 5$ MPa	$f_m \geq 5$ MPa
Cerâmicas		0,10	0,10	0,20	0,40
Sílico-calcárias		0,05	0,10	0,20	0,40
De betão de agregados		0,05	0,10	0,20	0,40
De betão celular autoclavado	$\rho < 400 \text{ kg/m}^3$	0,05	0,10	0,20	0,20
	$\rho \geq 400 \text{ kg/m}^3$	0,05	0,10	0,20	0,40
De pedra artificial		0,05	0,10	0,20	0,40
De pedra natural aparelhada		0,05	0,10	0,20	0,40

Em relação à resistência de deformação das alvenarias, o EC6 considera os diagramas de tensões-extensões ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), representados na Figura 2.9, sendo o módulo de elasticidade secante,  $E$ , a curto prazo, calculado a 1/3 da carga máxima.

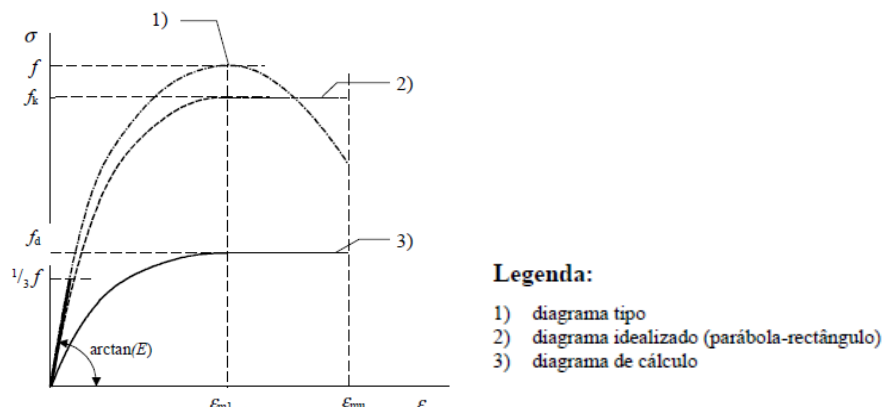


Figura 2.9 – Relação tensões-extensões da alvenaria à compressão [9]

Caso não esteja disponível um valor determinado a partir de ensaios, o módulo de elasticidade secante da alvenaria para ações de curta duração, para efeitos de análise estrutural, poderá ser considerado igual:

$$E = 1000 \times f_k \quad (2.3)$$

Por sua vez é possível obter o módulo de distorção ( $G$ ), depois da determinação do módulo de elasticidade, através da seguinte expressão:

$$G = 0,4 \times E \quad (2.4)$$

Apesar do surgimento de uma regulamentação criteriosa que estipula um conjunto de regras e princípios para determinação dos parâmetros mecânicos das alvenarias simples, quando se tratam de paredes de alvenaria em edifícios antigos a determinação dessas propriedades mecânicas torna-se mais difícil. Em primeiro lugar devido à sua heterogeneidade, resultante de diferenças relativamente à sua construção, como diferenças em relação ao processo construtivo ou mesmo entre o material, e em segundo lugar devido ao historial do próprio edifício, podendo este ter sofrido ao longo do tempo ações que tenham alterado algumas das suas propriedades mecânicas. Assim, para uma mesma parede de um edifício é possível ter zonas com diferentes valores de parâmetros mecânicos, tornando extremamente difícil estipular valores “gerais” que caracterizem o edifício na sua globalidade.

## 2.5 Trabalhos de referência de caracterização das alvenarias

Graças ao contributo de vários autores e investigadores que têm vindo a desenvolver trabalhos na área, no sentido de estabelecer critérios objetivos de diferenciação e identificação entre as várias soluções construtivas de paredes de alvenaria (tendo em conta a secção, materiais constituintes e técnicas construtivas), e das suas respetivas características e propriedades mecânicas, é possível

aceder a um conjunto de valores obtidos através de resultados experimentais, com o objetivo de estes servirem como valores de referência para a elaboração de modelos numéricos.

Em Itália tem havido um vasto trabalho de investigação e caracterização de alvenarias, devido à grande quantidade de edificado de alvenaria existente no país, o grau de risco a que estão sujeitos devido à ocorrência de sismos, e à necessidade de preservar esse património. Destes trabalhos resultaram uma variedade de dados que foram compilados e resumidos em forma de tabelas, que vêm dispostas no regulamento italiano NTC (*Norme Tecniche per le Costruzioni*) de 2008, como por exemplo a Tabela 2.6, que apresenta os valores das propriedades mecânicas a adotar para paredes construídas com recurso a argamassas pobres, ou simplesmente pela justaposição das pedras entre si. Os valores da Tabela 2.6 podem ainda ser extrapolados por coeficientes apresentados pela NTC, de maneira a ter em conta situações em que as alvenarias são construídas com argamassas de melhores características e com recurso a melhores processos de construtivos. Algumas entidades italianas têm inclusive desenvolvido programas de cálculo e análise especializados para o caso de estruturas de alvenaria, como são o caso do *3DMacro* e do *3muri*, que utilizam estes valores tabelados, adaptados à realidade italiana, para a elaboração dos modelos de cálculo.

Tabela 2.6 – Valores de referência das propriedades mecânicas para diversas tipologias de alvenaria [20]

Tipologia da alvenaria	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	W (kN/m <sup>3</sup> )
	min max	min max	min max	min max	
Alvenaria de pedra irregular	1,0 1,8	0,020 0,032	690 1050	230 350	19
Alvenaria de pedra desaparelhada com paramento de espessura limitada e núcleo interno	2,0 3,0	0,035 0,051	1020 1440	340 480	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa conexão	2,6 3,8	0,056 0,074	1500 1980	500 660	21
Alvenaria de pedra macia (tufo, calcário, etc.)	1,4 2,4	0,028 0,042	900 1260	300 420	16
Alvenaria de cantaria	6,0 8,0	0,090 0,120	2400 3200	780 940	22
Alvenaria de tijolo com argamassa de cal	2,4 4,0	0,060 0,092	1200 1800	400 600	18
Alvenaria de tijolo semipreenchido com argamassa cimentícia	5,0 8,0	0,240 0,320	3500 5600	875 1400	15
Alvenaria de tijolo vazado (percentagem de perfurações <45%)	4,0 6,0	0,300 0,400	3600 5400	1080 1620	12
Alvenaria de tijolo vazado, com juntas perpendiculares a seco (percentagem de perfurações <45%)	3,0 4,0	0,100 0,130	2700 3600	810 1080	11
Alvenaria de blocos de betão (percentagens de perfurações entre 45% e 65%)	1,5 2,0	0,095 0,125	1200 1600	300 400	12
Alvenaria de blocos de betão semipreenchidos (percentagem de perfurações <45%)	3,0 4,4	0,180 0,240	2400 3520	600 880	14

Apesar de em Portugal, e à semelhança de muitos outros países, ainda não existirem normas regulamentares que apresentem uma proposta de valores médios a adotar, é possível fazer uma observação aos trabalhos realizados neste âmbito, e deles retirar informação importante no que diz respeito à caracterização das propriedades mecânicas das alvenarias. Em seguida serão abordados alguns desses trabalhos de referência.

Num trabalho realizado na Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa [23], foram ensaiados três muretes de alvenaria, compostos por pedra calcária (75%) e com uma argamassa de assentamento constituída por cal aérea hidratada e areia (25%), apresentando dimensões de 1,20m(altura)×0,80m(largura)×0,40m(espessura). Estes muretes foram submetidos ao ensaio de compressão axial sob carga monotónica (Figura 2.10), com o objetivo dos resultados desse ensaio servirem de referência para efetuar uma comparação entre diferentes tipos de reforço para as alvenarias, soluções que foram também ensaiadas posteriormente. Para os muretes de referência ensaiados aos 627 dias de idade, obtiveram-se valores médios de tensão máxima à compressão de 0,43 MPa, e de módulo de elasticidade (calculados para 30% da força máxima), de 305 MPa.

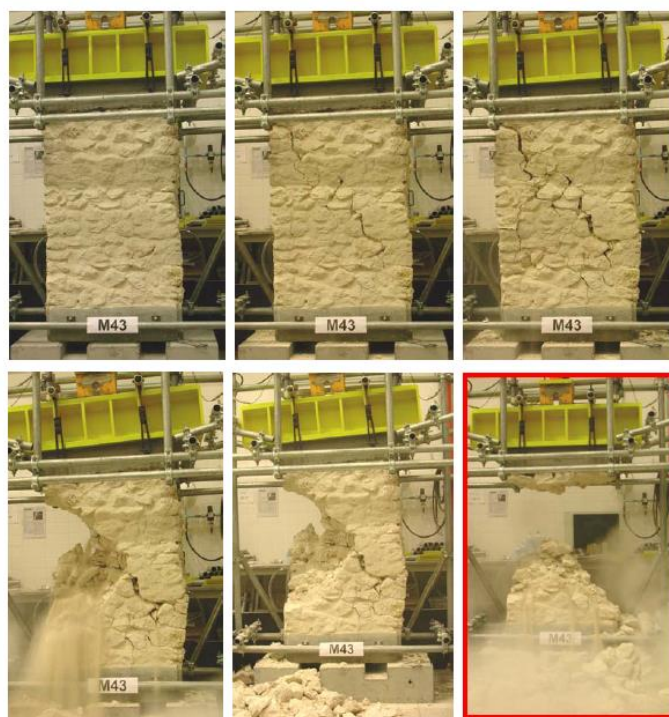


Figura 2.10 – Ensaio de compressão axial sobre um dos muretes de referência [23]

Na Universidade do Minho, num estudo realizado sobre o comportamento de paredes de alvenaria de pedra não reforçada sob ações cíclicas no plano [35], foram ensaiados dezasseis provetes de alvenaria de pedra granítica, com as dimensões de 1,20m(altura)×1,00m(largura)× 0,20m(esp.). Os provetes dividiram-se em três soluções construtivas distintas (Figura 2.11): (i) paredes de alvenaria de pedra de junta seca, com unidades de alvenaria de dimensões regulares – PS; (ii) paredes com junta de argamassa de espessura variável, com unidades de alvenaria retangulares – PI; (iii) paredes com aparelho irregular – PR. Para a construção dos provetes argamassados foi utilizada uma argamassa composta por cal hidráulica, metecaulino pozolânico e agregados naturais com granulometria de 0,1 a 2 mm. Os ensaios revelaram para o granito uma resistência à tração de 2,3 MPa e uma resistência à compressão de 55 MPa, e para a argamassa uma

resistência à compressão de 4,2 MPa. Quanto ao módulo de elasticidade, este foi determinado para vários níveis de tensão instalada, variando de 3,29 GPa ( $\sigma_v=0,5\text{MPa}$ ) até 4,77 GPa ( $\sigma_v=1,25\text{MPa}$ ) para as paredes do tipo PS, e de 3,92 GPa ( $\sigma_v=0,5\text{MPa}$ ) até 3,93 GPa ( $\sigma_v=1,25\text{MPa}$ ) para as paredes do tipo PI.

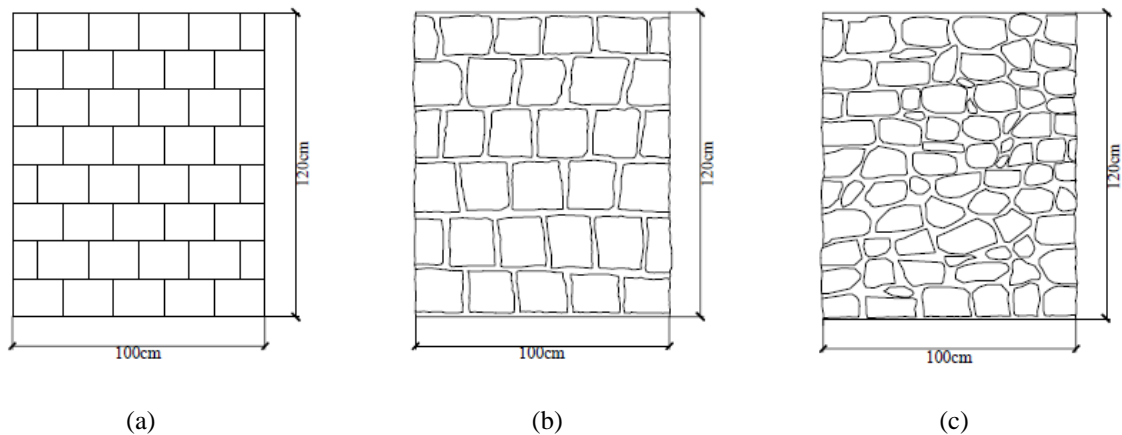


Figura 2.11 – Esquema da tipologia e geometria das paredes utilizados nos ensaios na Universidade do Minho [35]: a) parede PS; b) parede PI; c) parede PR

Um estudo de caracterização mecânica de paredes de alvenaria em construções antigas, realizado na zona da baixa de Coimbra [36], consistiu na realização de nove ensaios efetuados em paredes de edifícios selecionados, recorrendo à utilização de macacos planos (Figura 2.12). Os ensaios foram divididos em duas etapas, na primeira foram realizados ensaios simples (utilização de apenas um macaco) para a determinação da tensão instalada na parede, e a segunda fase correspondeu à realização de ensaios duplos (utilização de dois macacos) para proceder à determinação da resistência e deformabilidade das paredes. Foram ensaiadas paredes de diversas características quanto à sua composição, localização e até nível de tensão instalada, pelo que os resultados obtidos revelam essa diversidade, tendo sido obtidos valores de tensão última entre 0,867 MPa e 1,750 MPa, e valores de módulo de elasticidade entre 125,06 MPa e 2669,89 MPa.



Figura 2.12 – Ensaios com macacos planos realizados em construções antigas na baixa de Coimbra [36]: a) ensaio duplo; b) ensaio simples

Na Eslovénia, com o intuito de avaliar a resistência sísmica em estruturas de alvenaria em centros históricos urbanos, realizaram-se uma serie de ensaios experimentais em laboratório, cujos resultados foram recomendados para a verificação à resistência sísmica de estruturas de alvenaria. Numa das suas publicações são propostas uma gama de valores comuns de propriedades mecânicas a adotar, para soluções de alvenaria pedra e soluções de alvenaria de tijolo [5,27]. Os valores propostos pelo autor encontram-se expostos na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Valores típicos propostos por Tomazevic de algumas propriedades mecânicas de alvenarias [5]

Propriedade mecânica	Alvenaria de pedra	Alvenaria de tijolo
Resistência à compressão [MPa]	0,3 – 0,9	1,5 – 10,0
Resistência à tração [MPa]	0,08 – 0,21	0,10 – 0,70
Módulo de elasticidade [MPa]	200 – 1000	1500 – 3800
Módulo de distorção [MPa]	70 – 90	60 – 165

Ensaio de compressão uniaxial efetuados sobre alvenaria de tijolo maciço [14], tiveram como objetivo avaliar os efeitos da utilização de argamassas de diferentes características, na deformabilidade das alvenarias. Foram então construídos provetes de alvenaria de tijolo maciço, com unidades provenientes de vários fabricantes e medidas médias de 23cm(comprimento)×11cm(largura)×7,5cm(altura), e com três soluções distintas relativamente à constituição da argamassa, com traços definidos segundo as suas proporções de cimento:cal:areia. As soluções ensaiadas quanto ao tipo de argamassa correspondem a: (i) argamassa com um traço 1:0:6 – argamassa fraca; (ii) argamassa com um traço 1:0:3 – argamassa forte; (iii) argamassa com um traço 1:½:4½ - argamassa intermédia. Os ensaios de compressão uniaxiais (Figura 2.13), permitiram a construção de gráficos tensão-deformação, dos quais foi possível aferir os valores de módulo de elasticidade médios para cada uma das soluções de alvenaria com as argamassa apresentadas, tendo-se obtido para a alvenaria da argamassa com o traço 1:0:6 um valor médio de  $E = 2265$  MPa, para a alvenaria da argamassa com o traço 1:0:3 um valor médio de  $E = 4170$  MPa, e para a alvenaria da argamassa intermédia com o traço 1:½:4½ um valor médio de  $E = 3780$  MPa.



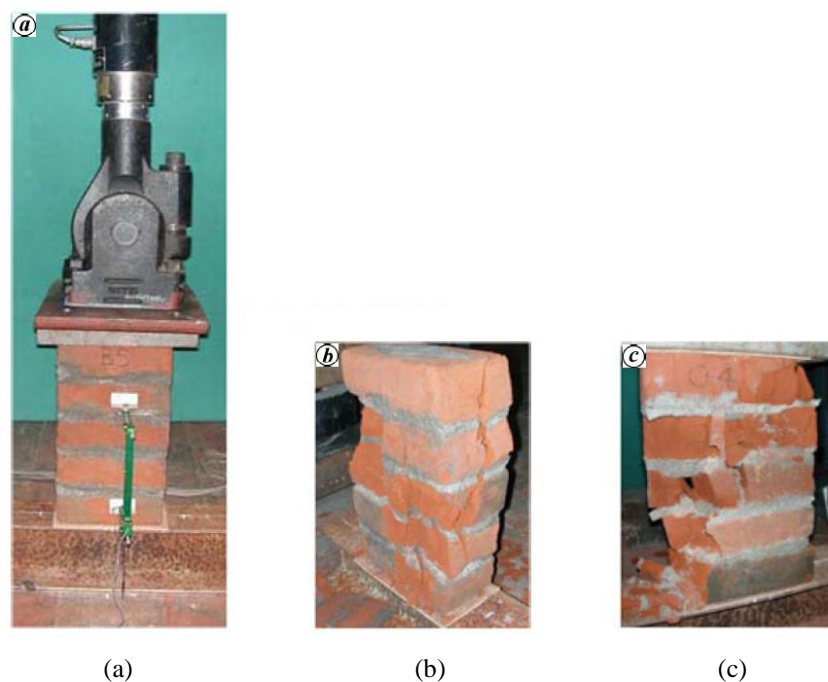


Figura 2.13 – Ensaio de compressão uniaxial em alvenaria de tijolo maciço [14]: a) fase de compressão sobre o provete de alvenaria; b) e c) modo de rotura atingido no ensaio

Após este breve resumo sobre alguns dos trabalhos experimentais realizados, pôde-se constatar que, as propriedades mecânicas das alvenarias são fortemente influenciadas pelas suas tipologias e pelas propriedades dos seus elementos constituintes, nomeadamente das unidades de alvenaria e também com uma grande relevância atribuída às propriedades das argamassas utilizadas. Na Tabela 2.8, podem-se observar os intervalos de valores determinados nos trabalhos de referência acima descritos, para os Módulos de Elasticidade das alvenarias.

Tabela 2.8 – Valores de módulos de elasticidade determinados em trabalhos de referência

Autor	Solução construtiva examinada	Módulo de Elasticidade – E [GPa]
Fernando Pinho (FCT-UNL)	Muretes de alvenaria ordinária (pedra calcária e argamassa ordinária), com 1,20m×0,80m×0,40m	$E \approx 0,305$
Vasconcelos e Lourenço (Universidade do Minho)	Provetes de alvenaria de pedra granítica, com 1,20m×1,00m×0,20m, com variações quanto ao aparelho e assentamento	$3,29 \leq E \leq 4,77$
Vicente, Silva, Varum, Rodrigues, Júlio (Universidade de Coimbra)	Ensaio com macacos planos a várias paredes de alvenaria em construções antigas na baixa de Coimbra	$0,125 \leq E \leq 2,67$
Kaushik, Rai, Jain (India)	Provetes de alvenaria de tijolo maciço, com unidades de 0,23m×0,11m×0,075m, e diferentes soluções de argamassa	$2,265 \leq E \leq 4,170$





## Capítulo 3

# Métodos de identificação modal

### 3.1 Introdução

Uma grande preocupação dos engenheiros de estruturas nas últimas décadas, foi a de desenvolver e aplicar novos métodos numéricos para a análise estática e dinâmica de grandes estruturas de engenharia civil, e a rápida evolução da modelação em elementos finitos bem como o progresso tecnológico a nível computacional, permitiu a criação de programas que possibilitam uma rigorosa simulação do comportamento estrutural. No entanto, com o desenvolvimento na área e o aparecimento de estruturas cada vez maiores e mais complexas, tornou-se necessário a criação de ferramentas experimentais capazes de estimar as propriedades estáticas e dinâmicas mais relevantes das estruturas [7].

A avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas em engenharia civil, tem uma grande utilidade para a validação de modelos analíticos utilizados na caracterização da resposta de estruturas às ações que lhes provocam uma resposta dinâmica, como as ações dos sismos, vento, tráfego ferroviário, rodoviário ou pedonal. Para além do estudo dos efeitos deste tipo de ações, esta avaliação torna-se também importante para a caracterização global do estado das estruturas, uma vez que as propriedades dinâmicas estão diretamente relacionadas com esse estado, consistindo então numa boa forma de o caracterizar. Assim, no âmbito da observação e monitorização de estruturas, a avaliação experimental das características dinâmicas assume um elevado interesse, em especial, por métodos que permitam efetuá-la ao longo do tempo, sem introdução de restrições ao uso corrente das estruturas [26].

Existem três tipos diferentes de ensaios para proceder à caracterização das propriedades dinâmicas de estruturas, os ensaios de vibração forçada, ensaios de vibração livre, e ensaios de vibração ambiental [7]. A resposta às solicitações dinâmicas pode ser obtida através de uma análise determinística, que implica o conhecimento da lei da variação da ação com o tempo, ou através de uma análise estocástica, utilizada quando a ação é desconhecida ou indefinida, mas pode ser definida em termos estatísticos. No presente trabalho será utilizado o ensaio de vibração ambiental, no qual a ação não é conhecida, pelo que a resposta será determinada através da análise estocástica. Podem-se ainda diferenciar os métodos de identificação consoante o tipo de dados que se pretende analisar, existindo a identificação modal no domínio da frequência, que se baseia em estimativas espectrais, ou a identificação modal no domínio do tempo, baseada em series temporais e respetivas funções de correlação [16].

No presente capítulo pretende-se fazer uma exposição abreviada dos diferentes tipos de ensaios que se realizam em estruturas para avaliar as suas características dinâmicas, assim como alguns métodos de identificação modal, tanto no domínio da frequência como no domínio do tempo.

### 3.2 Técnicas de ensaios experimentais

Como referido anteriormente na secção 3.1, existem três tipos de técnicas distintas de ensaios *in situ* possíveis de realizar para a determinação das características dinâmicas de estruturas:

- ensaios de vibração forçada;
- ensaios de vibração livre;
- ensaios de vibração ambiental.

#### 3.2.1 Ensaios de vibração forçada

Os ensaios de vibração forçada, também conhecidos por ensaios de *Input-Output*, são efetuados aplicando à estrutura uma excitação controlada, em um ou vários pontos desta, e na medição da sua resposta. Como nestes ensaios são conhecidas as forças de excitação, é então possível realizar a identificação modal com base na avaliação das funções de resposta em frequência (FRF), relacionando as respostas medidas com as forças aplicadas [26]. Através dessas funções é possível fazer uma caracterização do comportamento dinâmico da estrutura, utilizando para tal uma identificação do tipo determinística, situação típica para os casos nos quais se conhece a ação imposta.

Para a realização dos ensaios de vibração forçada é necessário recorrer à utilização de equipamentos adequados para a aplicação das forças de excitação, como por exemplo o martelo de impulso, o excitador de massas excêntricas, e o excitador eletrodinâmico (Figura 3.1).

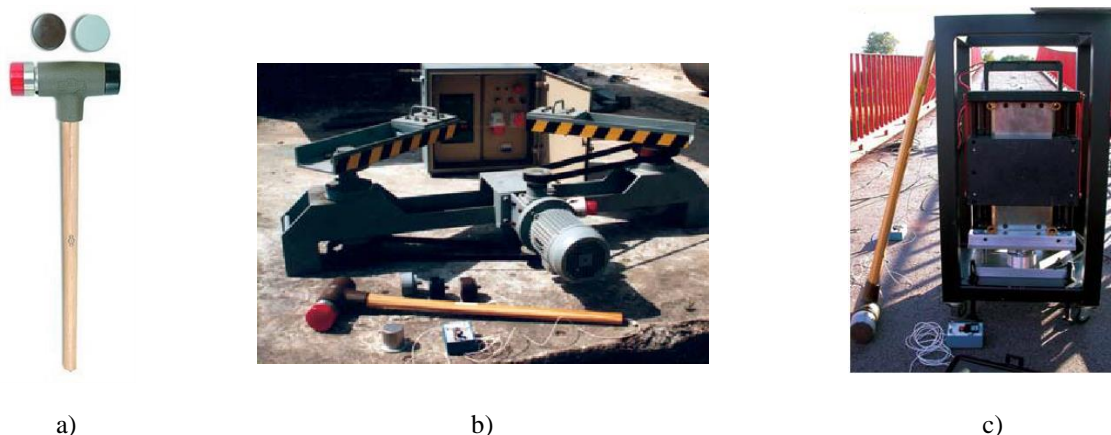


Figura 3.1 – Exemplos de equipamentos utilizados para ensaios de vibrações forçadas [7]: a) martelo de impulso; b) excitador de massas excêntricas; c) excitador eletrodinâmico

A escolha do tipo de equipamento a utilizar depende fundamentalmente do tipo de estrutura que se pretende ensaiar. Para estruturas de pequenas e médias dimensões geralmente usam-se os martelos de impulso, e excitadores de massas excêntricas e eletrodinâmicas, podendo inclusive as estruturas mais pequenas ser ensaiadas em laboratório num ambiente controlado, com recurso a mesas sísmicas. No entanto para estruturas de maiores dimensões, a realização destes ensaios para caracterização dinâmica torna-se muito mais complexa e com custos elevados, uma vez que para excitar estruturas de grande porte são necessários equipamentos de maiores dimensões, como

excitadores servo-hidráulicos, Figura 3.2 a), ou excitadores mecânicos de massas excêntricas, Figura 3.2 b), com capacidade suficiente para fazer vibrar adequadamente essas estruturas.



Figura 3.2 – Exemplos de equipamentos utilizados para ensaios de vibração forçada em estruturas de grande porte [26]: a) excitador de massas excêntricas utilizado no Departamento de Barragens de Betão do LNEC; b) excitadores servo-hidráulicos utilizados em ensaios de uma ponte suspensa na Coreia do Sul

### 3.2.2 Ensaios de vibração livre

Os ensaios de vibração ambiental, são ensaios onde as propriedades dinâmicas são determinadas através da medição e análise da resposta da estrutura em regime livre, após a aplicação de uma força estática externa, que provoca um deslocamento na estrutura, e que é subitamente retirada. Este tipo de ensaios possibilitam a determinação de características como as frequências, configurações dos modos de vibração, e em particular os coeficientes de amortecimento, uma vez que a resposta máxima da estrutura é registada após a libertação do deslocamento inicial imposto, e diminui gradualmente a partir daí, consoante o amortecimento da estrutura [26].

Existem varias hipóteses para a imposição do deslocamento inicial na estrutura, que também dependem do tipo de estrutura que se pretende ensaiar. Um dos métodos para conseguir aplicar esse deslocamento inicial é a utilização de cabos tracionados ancorados ao solo ou a uma estrutura vizinha que possua rigidez suficiente, ou ainda puxados por um camião ou uma grua, ate conseguir provocar o deslocamento necessário, e depois liberta-los repentinamente, ficando a estrutura a vibrar em regime livre. Outro método semelhante e possível de empregar para obter o mesmo resultado, é a suspensão de pesos na estrutura (Figura 3.3), que depois são abruptamente separados do sistema, recorrendo por exemplo à utilização de explosivos para o efeito.

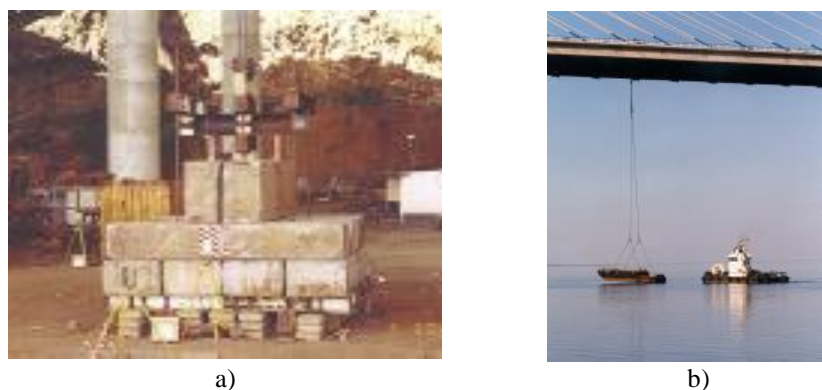


Figura 3.3 – Exemplos de ensaios de vibração livre [8]: a) massa suspensa de 60,8 toneladas – Aeroporto da Madeira; b) barça suspensa – Ponte Vasco da Gama

### 3.2.3 Ensaaios de vibração ambiental

Neste tipo de ensaio não existe um controlo sobre as ações que atuam na estrutura, estas são induzidas através de ações dinâmicas a que habitualmente a estrutura está sujeita, como por exemplo o vento, o tráfego, a atividade humana, entre outras. Uma vez que não é necessário recorrer a nenhum tipo de equipamento para excitar a estrutura, nem interromper o seu normal funcionamento, este torna-se o ensaio mais simples de efetuar, e mais frequentemente usado [34], tendo sido o ensaio adotado como suporte para o desenvolvimento do presente trabalho.

Não sendo as ações ambientais conhecidas em termos determinísticos, a identificação que resulta deste tipo de ensaios é uma identificação modal estocástica, na qual a excitação a que a estrutura se encontra sujeita é definida por um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula, numa ampla gama de frequências [26].

As medições nos ensaios de vibração ambiental são efetuadas recorrendo a transdutores, que basicamente são dispositivos que transformam uma grandeza física medida (velocidade, aceleração, deslocamento), num sinal mensurável. No presente trabalho recorreu-se à utilização de velocímetros.

Para uma eficiente realização dos ensaios de vibração ambiental existem algumas exigências específicas, como a adequada sensibilidade dos transdutores relativamente à estrutura que se pretende medir e a consequente resolução dos sistemas de aquisição, por exemplo no caso de estruturas mais rígidas, onde é necessário ter transdutores capazes de medir respostas às ações ambientais com amplitudes muito baixas. Também se devem tomar em conta as exigências relacionadas com os procedimentos dos ensaios, como por exemplo a escolha dos pontos onde serão colocados os transdutores e a sua orientação, e numa fase posterior de análise de registos, a escolha adequada dos métodos de identificação [26].

### 3.3 Métodos de identificação modal estocástica

Nos ensaios de medição de vibrações ambiente não existe controlo em relação às forças de excitação, nem é possível medi-las de uma forma determinística, consequentemente, é necessário assumir uma hipótese quanto às suas características. Estas são então assumidas como uma realização de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula [26]. Uma vez que este foi o tipo de ensaio utilizado para identificação modal do presente trabalho, neste subcapítulo pretende-se fazer uma abordagem sobre algumas técnicas de identificação modal estocásticas, em particular sobre as disponíveis no programa *ARTEMIS* [32] (utilizado no pós-processamento de dados recolhidos nos ensaios, para identificação das características modais de estruturas).

Existem algumas técnicas de identificação modal estocástica que podem ser divididas em dois grupos diferentes. No primeiro grupo estão compreendidos os métodos de análise de sinal, métodos não paramétricos, e no segundo os métodos de ajuste de modelos, métodos paramétricos. Nos métodos não paramétricos, as séries de resposta medidas em diferentes pontos dos sistemas estruturais são analisadas e relacionadas entre si, tendo por base a sua transformação para o domínio da frequência, e daí os métodos deste grupo serem denominados por métodos no domínio da frequência. Nos métodos paramétricos os modelos são ajustados, ou através das funções de correlação da resposta dos sistemas estruturais, ou diretamente nas próprias séries temporais de resposta, sendo que estes métodos paramétricos também se costumam designar por métodos no domínio do tempo [26].

### **3.3.1 Identificação modal no domínio da frequência**

A aplicação dos métodos de identificação modal no domínio da frequência aos registos de medições, é baseada na utilização das estimativas de funções de densidade espectral de potência da resposta, através da aplicação do algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT), sendo nesta operação que ocorre a transformação das séries temporais para o domínio da frequência [2].

Existem diversas técnicas que recorrem ao método de identificação modal no domínio da frequência, de entre as quais se destacam o método básico (BFD), também denominado por método de seleção de picos (Peak-Picking - PP), o método de decomposição no domínio da frequência (FDD), e o método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD), métodos que serão abordados de seguida.

A utilização deste tipo de métodos é relativamente fácil e de rápida execução, no entanto para que se consigam obter resultados satisfatórios é necessário atender a alguns pressupostos. Assim a excitação à qual a estrutura está sujeita deve ser de ruído branco, a estrutura deve ter um amortecimento reduzido, e os modos de vibração com frequências próximas serem ortogonais para não criar dificuldade na deteção dos modos [21].

#### **Método básico no domínio da frequência - BFD**

O método BFD, ou método da seleção de picos, é o mais conhecido e mais usado em engenharia civil devido à sua fiabilidade e facilidade de aplicação.

O BFD baseia-se nas estimativas de funções de densidade espectral da resposta, calculadas recorrendo ao algoritmo da transformada rápida de Fourier (FTT). A utilização deste algoritmo permite obter estimativas das funções de densidade espectral. As frequências naturais destas funções estão associadas às frequências dos picos de ressonância, e os coeficientes de amortecimento são refletidos pela largura desses picos. Por sua vez os modos de vibração do sistema, dependem da relação entre funções de densidade espectral com referência num ponto medido [21].

Este método fornece boas aproximações de valores de frequências naturais e de modos de vibração, isto desde que os picos estejam bem separados entre si. Na verdade o método não identifica diretamente os modos de vibração do sistema, mas sim os modos operacionais de deformação, que são uma combinação de todos os modos de vibração, associados à configuração da deformada da estrutura quando sujeita a uma excitação harmónica pura. Em relação ao coeficiente de amortecimento, este pode ser estimado recorrendo a técnicas para analisar as funções de densidade espectral de resposta, como o método da meia potência, ou o método de ajuste de um espectro analítico de um sistema de um grau de liberdade [26].

#### **Método de decomposição no domínio da frequência - FDD**

O método FDD, é encarado como uma continuação do método BFD, uma vez que também se baseia em funções de densidade espectral da resposta, no entanto é mais eficaz no que diz respeito à identificação de modos com frequências próximas [2].

O método FDD faz uma decomposição da matriz das funções de densidade espectral em uma série de funções de um grau de liberdade, onde cada função irá corresponder a um modo de vibração, aplicando para o efeito um algoritmo matemático de decomposição em valores próprios ou valores singulares (SVD) [11].

A análise do método FDD, pode ser resumida nos seguintes pontos:

- avaliação das funções de densidade espectral da resposta;
- decomposição da matriz das funções de densidade espectral em valores singulares;
- análise dos espectros SVD para escolha dos picos de ressonância correspondentes aos modos de vibração;
- avaliação dos modos segundo cada grau de liberdade através dos vetores singulares.

Através deste método não é possível obter os coeficientes de amortecimento, apenas se conseguem retirar do FDD as frequências naturais e respetivas configurações modais.

### **Método melhorado de decomposição no domínio da frequência - EFDD**

O método EFDD, corresponde a uma versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência, na qual já se torna possível estimar o coeficiente de amortecimento (que não era possível através do FDD), e também determinar com maior precisão as frequências naturais e as configurações modais.

A metodologia do EFDD numa primeira fase segue todos os passos efetuados pelo FDD. A diferença é que no EFDD não se selecionam apenas os picos dos espectros de valores singulares, mas sim zonas desses espectros cujos respetivos vetores singulares têm uma correlação elevada, que corresponde à resposta do sistema estrutural a um determinado modo de vibração [2]. Ou seja, no EFDD, para além de se ter em conta o vetor singular num pico de ressonância, considera-se também a influência dos outros vetores singulares na sua vizinhança.

Para ser possível fazer a comparação entre o vetor singular correspondente à frequência de ressonância, com os vetores singulares de frequências vizinhas, é utilizado um coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion), que estabelece a correlação entre cada par de vetores de componentes modais analíticas e experimentais [26], através da expressão 3.1.

$$MAC_{ij} = \frac{(\Phi_i^T \cdot \Phi_j)^2}{(\Phi_i^T \cdot \Phi_i)(\Phi_j^T \cdot \Phi_j)} \quad (3.1)$$

onde  $\Phi_i$  e  $\Phi_j$  são os vetores modais a ser comparados.

O coeficiente MAC pode variar entre 0 e 1, sendo que ao analisarmos a correlação entre dois ou mais modos, os elementos da diagonal principal da matriz MAC devem ser valores próximos de 1 para que os modos se possam considerar aproximados, caso tomem valores baixos quer dizer que os modos são muito distintos quanto à sua forma, no limite podem mesmo ser ortogonais se o coeficiente MAC for igual a 0.

Este coeficiente MAC pode também ser utilizado para fazer a correlação entre modos obtidos através de diferentes métodos, e encontra-se implementado no programa *ARTEMIS*, o que possibilita fazer a comparação entre os métodos utilizados, e avaliar a qualidade da resposta dos mesmos.

### 3.3.2 Identificação modal no domínio do tempo

A aplicação do método de identificação modal no domínio do tempo (método paramétrico), consiste no ajuste de modelos a dois tipos de dados, ou ajuste às próprias séries temporais de resposta, ou às estimativas das funções de correlação da resposta dos sistemas estruturais [26].

O método recorre a modelos matemáticos para projetar o comportamento dinâmico da estrutura, como por exemplo modelos vetoriais auto-regressivos (ARV), modelos vetoriais auto-regressivos com média móvel (ARMAV), modelo de identificação estocástica em subespaços baseado na análise das funções de correlação da resposta dos sistemas (SSI-COV), ou modelo de identificação estocástica em subespaços a partir das séries temporais (SSI-DATA). Estes métodos possibilitam avaliar com grande precisão as características modais dos sistemas estruturais, porém, os cálculos efetuados são mais complexos, fazendo com que o processo de avaliação seja mais demorado do que o dos métodos no domínio da frequência. Para uma melhor e mais aprofundada compreensão destes métodos, sugere-se a leitura de trabalhos de referência presentes na bibliografia [26,22].

Através destes métodos, os dados adquiridos são processados fazendo uma projeção do espaço das saídas futuras sobre os espaços das saídas passadas. Pretende-se assim considerar apenas os resultados de referência em vez de todos os resultados passados, permitindo reduzir dessa forma as dimensões do problema e o tempo de cálculo [22].

De entre as hipóteses apresentadas, o SSI-DATA corresponde ao método mais utilizado atualmente e o que se encontra disponível no programa *ARTEMIS* através das suas variantes, UPC (Unweighted Principal Components), PC (Principal Components), e CVA (Canonical Variate Analysis). Estas técnicas conseguem lidar com o ruído de forma eficaz, eliminando-o da identificação dos modos naturais da estrutura [21].

Os diagramas de estabilização utilizados na análise de identificação modal através destes métodos, são gráficos com as frequências dos polos no eixo das abcissas, e com a ordem da matriz do modelo analisado no eixo das ordenadas. O diagrama seleciona os polos que correspondem a modos naturais de vibração de um sistema, distinguindo-os daqueles que são polos de ruído, e que não interessam para a identificação modal do sistema [26].

As variantes do método SSI-DATA, correspondem a diferentes ponderações que são efetuadas sobre uma matriz de projeção  $P_i^{ref}$ . Estas variantes podem ser descritas segundo a mesma forma, recorrendo para o efeito a duas matrizes de ponderação  $W_1$  e  $W_2$ , que são multiplicadas pela matriz de projeção antes de realizar a sua decomposição em valores singulares [16]:

$$P_{i, ponderado}^{ref} = W_1 \times P_i^{ref} \times W_2 \quad (3.2)$$

As três variantes do método SSI-DATA são obtidas consoante as diferentes escolhas para as matrizes de ponderação  $W_1$  e  $W_2$ , sendo que a ponderação que estas matrizes introduzem na projeção de espaços, determina a base do espaço de estado onde é realizada a avaliação das matrizes do sistema que é identificado [26].

### Método *Unweighted Principal Components* – UPC

Para este método as matrizes de ponderação são iguais à matriz identidade  $I$ , ou seja,  $W_1 = I$  e  $W_2 = I$ , sendo que esta variante corresponde ao procedimento genérico do método SSI-DATA.

### Método *Principal Components* – PC

Para esta variante do método as matrizes de ponderação são dadas por:

$$\begin{aligned} W_1 &= I \\ W_2 &= (Y_p^{ref})^T \times (Y_p^{ref} \times (Y_p^{ref})^T)^{-1/2} \times Y_p^{ref} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Onde  $Y_p^{ref}$  corresponde às primeiras linhas da matriz Hankel<sup>4</sup>:

$$H^{ref} = \frac{1}{\sqrt{N}} \times \begin{bmatrix} y_0^{ref} & y_1^{ref} & \cdots & y_{N-1}^{ref} \\ y_1^{ref} & y_2^{ref} & \cdots & y_N^{ref} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{i-1}^{ref} & y_i^{ref} & \cdots & y_{i+N-1}^{ref} \\ y_{i+1} & y_{i+2} & \cdots & y_{i+N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \cdots & y_{2i+N-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{0|i-1}^{ref} \\ Y_{i|2i-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_p^{ref} \\ Y_f \end{bmatrix} \left. \begin{array}{l} \} \text{"passado"} \\ \} \text{"futuro"} \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

Sendo,

$i$  – índice a definir na análise

$N$  – número de colunas da matriz

$y^{ref}$  – séries de resposta segundo os graus de liberdade de referência

$y$  – séries de resposta relativas a todos os graus de liberdade

### Método *Canonical Variate Analysis* – CVA

Na ultima variante do método, os valores da matriz da projeção ponderada são considerados como os cosenos dos ângulos principais entre dois subespaços, sendo as matrizes de ponderação dadas por:

$$\begin{aligned} W_1 &= (Y_f \times Y_f^T)^{-1/2} \\ W_2 &= I \end{aligned} \quad (3.5)$$

Onde  $Y_f$  corresponde às segundas linhas da matriz Hankel.

---

<sup>4</sup> Uma matriz Hankel corresponde a uma matriz onde cada anti-diagonal repete o mesmo elemento



## Capítulo 4

### Caso de estudo: caracterização e identificação modal

#### 4.1 Introdução

Neste capítulo é efetuada a caracterização geométrica, estrutural, e dinâmica, do edifício objeto de estudo no presente trabalho, um edifício habitacional localizado em Lisboa na Rua de Sant’Ana à Lapa, nº 107.

Faz-se a exposição dos procedimentos e metodologia de ensaios adotados, e respetivos resultados obtidos, na identificação das características dinâmicas do edifício.

Pretende-se ainda fazer uma análise comparativa entre medições efetuadas em duas fases distintas, antes e depois de uma intervenção estrutural em um dos apartamentos, onde foram removidas algumas paredes, e avaliar qual o impacte em relação à resposta modal do edifício que resultou dessa intervenção.

#### 4.2 Descrição do edifício

O edifício em análise é um edifício habitacional, situado em Lisboa na Rua de Sant’Ana à Lapa, nº 107, construído em 1937 (edifício com 78 anos de idade), e desenvolve-se segundo 4 pisos, desde o rés-do-chão até ao 3º andar. Na Figura 4.1 pode-se observar a localização e a vista geral do edifício.



Figura 4.1 – Edifício habitacional objeto de estudo: a) localização do edifício; b) vista geral frontal do edifício

Foi efetuada uma pesquisa ao projeto original do edifício no Núcleo Intermédio do Arquivo Municipal de Lisboa, na qual foi possível fazer um levantamento da arquitetura, bem como dos

O edifício é constituído por oito fogos (dois por piso), e mais um anexo no rés-do-chão que corresponderia às instalações da porteira, como se pode observar nas plantas através da Figura 4.2.



32

Apesar de à primeira vista o edifício parecer simétrico, depois de uma observação mais atenta pode-se observar que existem algumas diferenças entre os fogos em cada piso. Existe também uma diferença em relação ao pé direito entre os pisos, sendo de 3,25 m no rés-do-chão e 1º andar, e de 3,00 m no 2º e 3º andar, como se pode verificar através de um corte do edifício, representado na Figura 4.3.

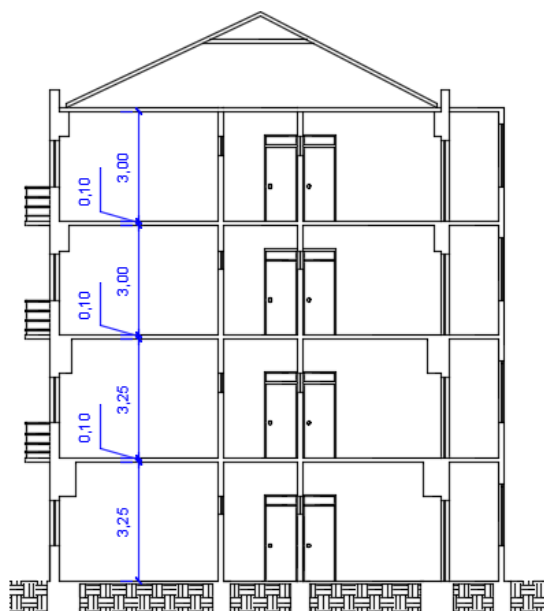


Figura 4.3 – Corte AA' do edifício

O edifício data de um período inicial da aplicação de elementos de betão armado em edifícios correntes em Portugal, tratando-se de uma estrutura de paredes resistentes com lajes em betão armado. A solução de paredes resistentes corresponde a um misto quanto às suas tipologias, com paredes de alvenaria de pedra mole, que definem as paredes exteriores e empenas do edifício, e paredes de alvenaria de tijolo, correspondentes às paredes interiores.

Faz-se de seguida uma descrição mais detalhada, daquilo que foi possível apurar através da consulta do projeto do edifício no Arquivo Municipal de Lisboa, em relação à composição da solução estrutural adotada [25]:

- As paredes exteriores, assim como as empenas do edifício, são constituídas por alvenaria de pedra mole (provavelmente de pedra calcária, pelo que se conseguiu avaliar através da observação da parede presente na Figura 4.4), e por argamassa de cimento e areia com um traço 1:6. A secção destas paredes desenvolvem-se segundo uma única folha, com espessuras que variam entre 0,70 m para as paredes exteriores do rés-do-chão, 0,60 m para paredes exteriores do 1º piso, e 0,40 m para as paredes exteriores do 2º e 3º piso e empenas do edifício;
- As paredes interiores dos fogos são constituídas por alvenaria de tijolo, sendo que no rés-do-chão é aplicado tijolo maciço (Figura 4.5), a meia vez, e nos pisos superiores tijolo furado também a meia vez. A caixa de escadas e a divisão entre inquilinos é efetuada a uma vez, de tijolo maciço ou furado, consoante se trate do rés-do-chão ou dos andares. A

argamassa usada na concepção das paredes é uma argamassa de cimento e areia com um traço 1:6;

- Os pavimentos dos pisos são constituídos por uma laje em betão armado, com uma espessura de 0,10 m, com uma única malha de armadura colocada a meia espessura da laje e distribuída de igual forma nas duas direções, sendo a armadura de  $9\phi 5/16''$  por metro linear em cada sentido, o que equivale a ter aproximadamente uma armadura  $\phi 12\#0,10$ ;
- As escadas de conexão entre pisos é constituída por uma estrutura de madeira;
- A cobertura do edifício trata-se de uma cobertura inclinada tradicional de madeira, revestida por telhas cerâmicas;
- As fundações são contínuas, constituídas por alvenaria de pedra rija e argamassa de cimento e areia com um traço 1:6, apresentando uma sobrelargura em relação à parede que suportam (Figura 4.6). Quando à profundidade até onde estas se encontram, não foi encontrada nenhuma informação, mas estima-se que se situem entre 0,50 m e 0,80 m de profundidade.



Figura 4.4 – Face interior de uma parede exterior de alvenaria de pedra, ao nível do rés-do-chão



Figura 4.5 – Face de uma parede de alvenaria de tijolo maciço, ao nível do rés-do-chão

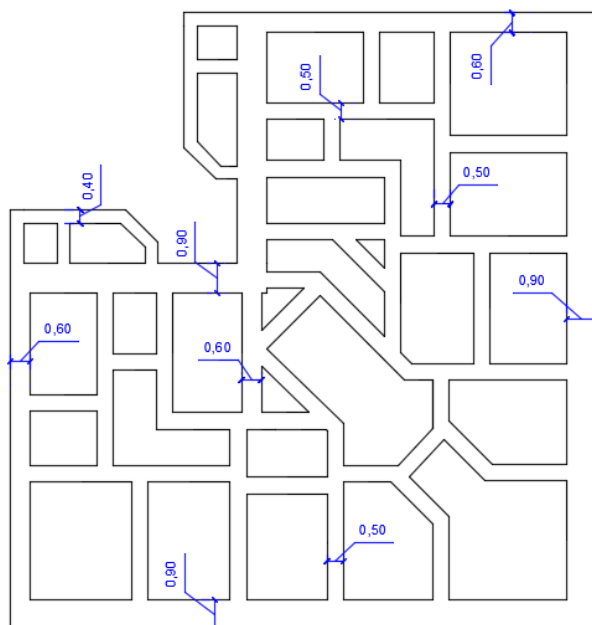


Figura 4.6 – Planta de Fundações

É importante fazer ainda uma observação quanto à implementação do edifício, nomeadamente referir que este se trata de um edifício de gaveto (edifício de esquina formando um ângulo arredondado), tal como foi possível observar na Figura 4.1. O edifício encontra-se junto por outros dois edifícios, a sudeste por um edifício de características semelhantes ao edifício objeto de análise neste trabalho, um edifício de paredes de alvenaria resistentes, com desenvolvimento em 4 pisos, Figura 4.7 a), e a sudoeste por um edifício com data de construção mais recente, com um sistema estrutural porticado em betão armado, com 5 pisos acima do nível do solo, e com uma garagem subterrânea, Figura 4.7 b).



a)



b)

Figura 4.7 – Edifícios adjacentes: a) adjacente a sudeste; adjacente a sudoeste

### 4.3 Descrição da intervenção estrutural

A realização desta dissertação foi motivada pela possibilidade que se apresentou de fazer uma análise comparativa em termos de resposta dinâmica, de um edifício composto por paredes de alvenaria resistente, o qual foi sujeito a uma intervenção estrutural onde foram removidas algumas paredes e construídas outras em zonas onde não existiam, e assim analisar o efeito dessa intervenção na resposta modal do sistema estrutural do edifício.

A intervenção à qual se teve acesso e sobre a qual se pretende avaliar o impacto na resposta dinâmica da estrutura, ocorreu no fogo do rés-do-chão direito, que se encontra destacado na Figura 4.8.

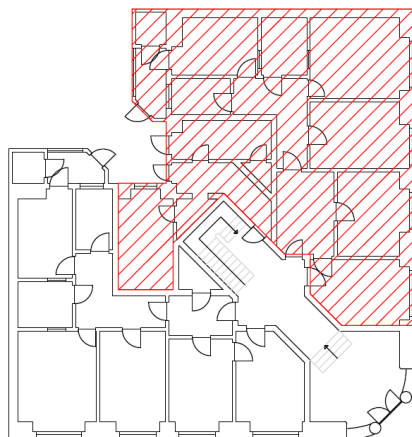


Figura 4.8 – Identificação do fogo intervencionado

As alterações a que o fogo foi submetido, e que são muito aplicadas perante este tipo de edifícios, consistem na remoção de algumas paredes com vista a ampliação de espaços, e construção de novas paredes para delimitação de compartimentos. Na Figura 4.9 é possível observar o fogo do rés-do-chão direito com as intervenções projetadas assinaladas: a vermelho as paredes a construir, e a amarelo as paredes a demolir.

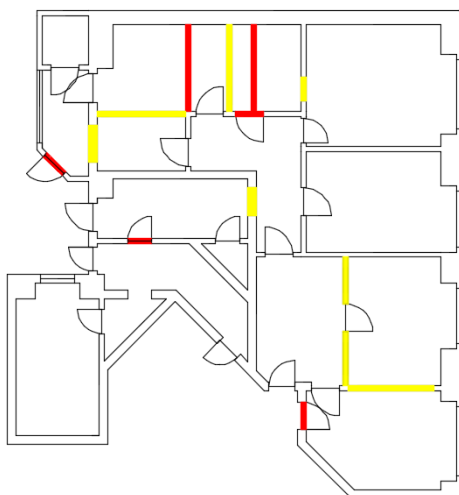


Figura 4.9 – Identificação dos elementos sujeitos a intervenção

Nas secções onde se pretende fazer a remoção de paredes, serão aplicados uns pórticos em perfis metálicos, que terão sido projetados como medida de reforço estrutural, com objetivo de sustentação das cargas superiores e promover a recondução de cargas até às fundações. A classe do aço correspondente aos perfis utilizados é o S275, e os perfis adotados neste reforço foram o HEB140, HEB160 e o IPE300, podendo ser observadas as zonas da sua implementação na Figura 4.10.

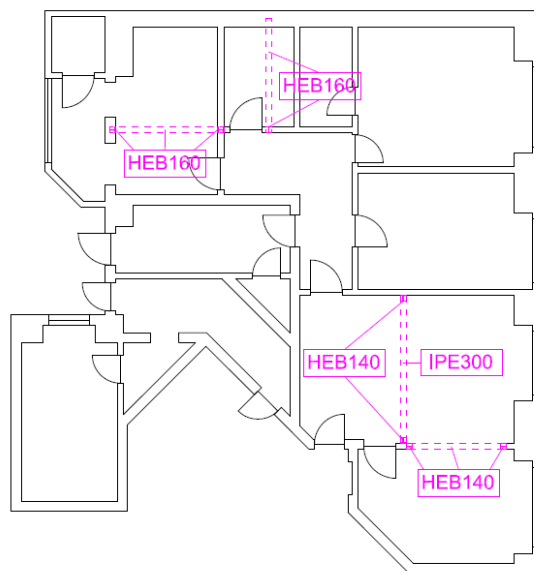


Figura 4.10 – Implantação dos perfis metálicos

Importa ainda referir que nas zonas onde se promoveu a remoção de paredes, estas não foram removidas na sua totalidade até ao teto, tendo sido deixada uma faixa de parede com aproximadamente 1,0 m de altura entre a viga metálica de reforço e o teto do piso.

#### 4.4 Ensaios *in situ* para caracterização dinâmica do edifício

O presente subcapítulo tem como finalidade descrever as campanhas de medições realizadas ao edifício em análise, assim como os processos adotados na caracterização dinâmica a partir dos dados obtidos nos ensaios.

Os ensaios *in situ* tiveram como objetivo registar as vibrações provocadas pelas ações ambientais, e ocorreram em duas datas distintas, a primeira no dia 04-06-2014, antes da realização das intervenções no fogo do rés-do-chão direito, e a segunda no dia 02-12-2014, já depois de efetuadas as obras no respetivo fogo.

Os resultados obtidos através destes ensaios visam, efetuar uma análise sobre o impacto que a intervenção estrutural realizada teve na resposta dinâmica da estrutura, e também servir de auxiliar para a calibração de modelos numéricos, permitindo assim a criação de modelos o mais próximos possível da realidade.



#### 4.4.1 Equipamento de medição

Para a realização dos ensaios recorreu-se à utilização de instrumentos de monitorização de vibração, neste caso de transdutores de velocidade, da marca *SYSCOM Instruments*, cujo conjunto de medição é constituído pelos seguintes elementos (Figura 4.11):

- *Redbox MR2002-CE* - Unidade de armazenamento e processamento de dados recolhidos;
- Geofone *MS2003+* triaxial – unidade que mede os valores de velocidade em três direções (x, y e z), os quais são enviados para a unidade de armazenamento através de um cabo de dados;
- Antena de GPS – utilizada para permitir uma rigorosa sincronização da hora registada em cada unidade de armazenamento e processamento de dados, recorrendo para isso à ligação a satélites.

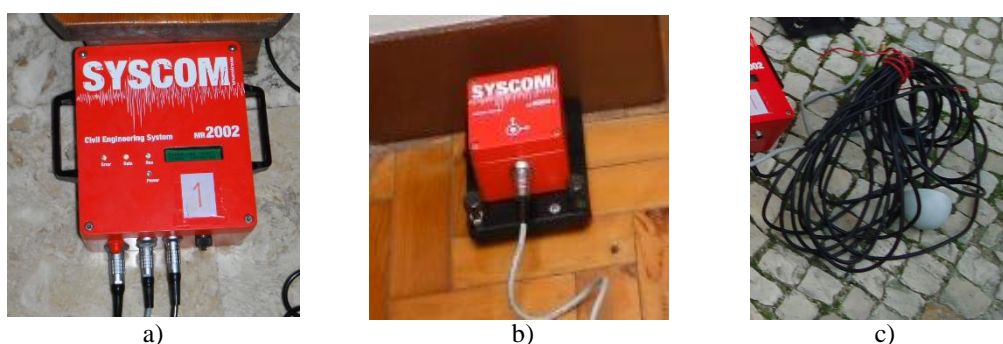


Figura 4.11 – Componentes de cada conjunto de medição: a) *Redbox MR2002-CE*; b) *Geofone MS2002+ triaxial*; c) Antena GPS

Para a realização dos ensaios estiveram à disposição três conjuntos deste equipamento, tal como se pode observar na Figura 4.12, numerados de 1 a 3, e que passarão a ser designados de G1, G2 ou G3, consoante a sua numeração.



Figura 4.12 – Equipamentos de medição utilizados nos ensaios

De uma forma geral, os geofones são dispositivos que transformam uma grandeza física medida, neste caso a velocidade, em um sinal analógico mensurável. O sistema mecânico do geofone, simplificado na Figura 4.13, consiste na excitação de uma massa (1) ligada a uma mola (2), que move uma bobina (3), produzindo um campo magnético (4), proporcional à



velocidade medida. A massa suspensa equipara-se à resposta de um sistema de um grau de liberdade (GDL), e produz a resposta representada a vermelho no gráfico da Figura 4.14, e por ação da eletrónica do aparelho essa curva acentuada é atenuada, resultando a curva a azul do gráfico [33].

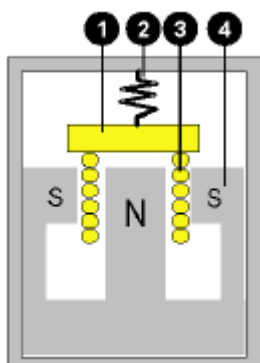


Figura 4.13 – Sistema mecânico do Geofone MS2003+ [33]

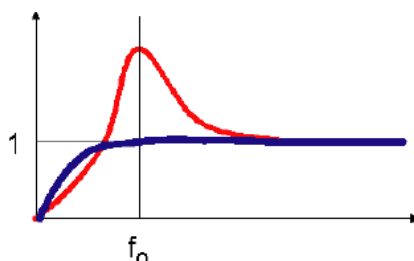


Figura 4.14 – Frequência de resposta do Geofone MS2003+ [33]

A aquisição de dados destes sensores pode ser programada para ter uma frequência de amostragem de até 800 Hz (a escolha deste valor depende do tipo de estrutura a ensaiar, nomeadamente da sua flexibilidade), sendo que depois de aplicados os filtros necessários, estes possuem sensibilidade para registar frequências entre 1 e 315 Hz [33].

Na realização dos ensaios, para além dos componentes presentes na Figura 4.11, foi também necessário recorrer à utilização de um comutador portátil com instalação do programa *Wincom*, próprio para operar com a unidade de aquisição de dados MR2002-CE, possibilitando assim a definição dos parâmetros para cada ensaio e posterior recolha de informação registada.

#### 4.4.2 Descrição do processo de medições

Em qualquer tipo de ensaio experimental é essencial efetuar um planeamento pormenorizado da metodologia de ensaio a seguir, de modo a otimizar todo o processo de medição, e evitar ou prever situações indesejadas ou falhas que possam vir a ocorrer.

As medições foram realizadas no edifício localizado em Lisboa na Rua de Sant'Ana à Lapa, nº 107, em dois períodos distintos. A primeira campanha de medições teve lugar no dia 4 de Junho de 2014 sendo em seguida explicitados os procedimentos adotados na realização do ensaio.

Para a realização do ensaio existiram à disposição três conjuntos de equipamentos MR2002, possibilitando que a cada medição fossem instrumentados um máximo de três pontos. A cada

medição corresponderá um *setup* a introduzir no programa *ARTEMIS*, para uma posterior análise e identificação das características modais de estruturas. Uma das características do ensaio consiste em deixar, em todas as medições, um dos geofones fixos no mesmo ponto da estrutura, para assim poder servir de referência aos outros geofones enquanto mudam de posição.

Tendo em consideração o número de equipamentos disponíveis e o procedimento do ensaio experimental, torna-se importante examinar a estrutura e definir os pontos a instrumentar, de forma a conseguir identificar o maior número de modos de vibração possível. Como se pôde observar anteriormente no subcapítulo da descrição do edifício, este trata-se de um edifício de gaveto, e assim sendo, tornar-se-ia interessante instrumentar pontos da estrutura que se situassem nas suas extremidades (zonas próximas dos edifícios adjacentes) e também em zonas intermédias e na zona central, pois permitiria fazer uma caracterização dinâmica da estrutura bastante rigorosa, conseguindo identificar uma grande variedade de modos de vibração, como translações em vários sentidos e torções. No entanto, a escolha dos pontos a instrumentar ficou limitada às zonas comuns do prédio, Figura 4.15.

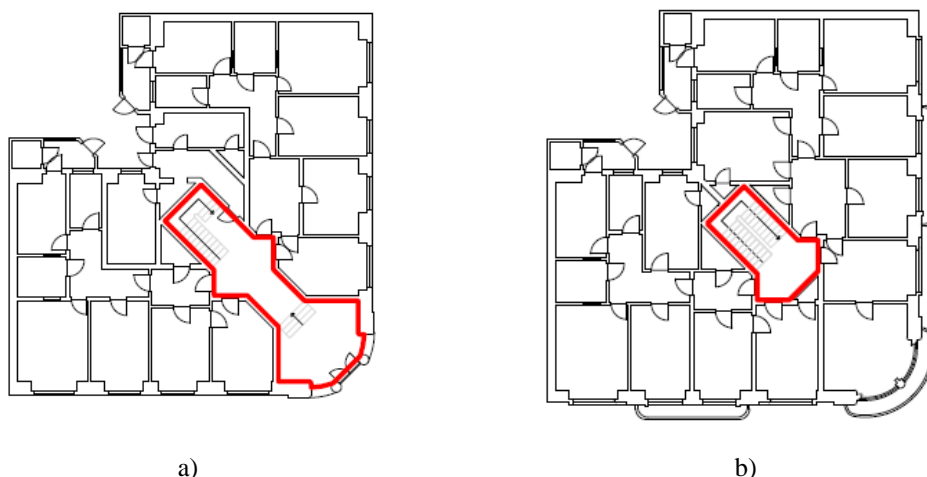


Figura 4.15 – Zonas disponíveis para a realização das medições: a) no rés-do-chão; b) nos pisos superiores

Optou-se assim por fazer a medição de dois pontos em cada piso, posicionando os geofones no hall das escadas de cada patamar (correspondendo à zona central do edifício), e colocados o mais afastado possível uns dos outros. A melhor posição encontrada para a colocação dos pontos foi à entrada de cada apartamento, tendo os pontos a mesma posição relativa entre os vários pisos. Os pontos foram selecionados de forma a que, após o processamento de dados recolhidos através do programa *ARTEMIS*, fosse possível observar o comportamento de um pórtico (definido pelos pontos selecionados), e que se pudesse associar esse, ao comportamento global do edifício. Na Figura 4.16 é possível observar em planta o posicionamento no edifício de cada ponto medido.

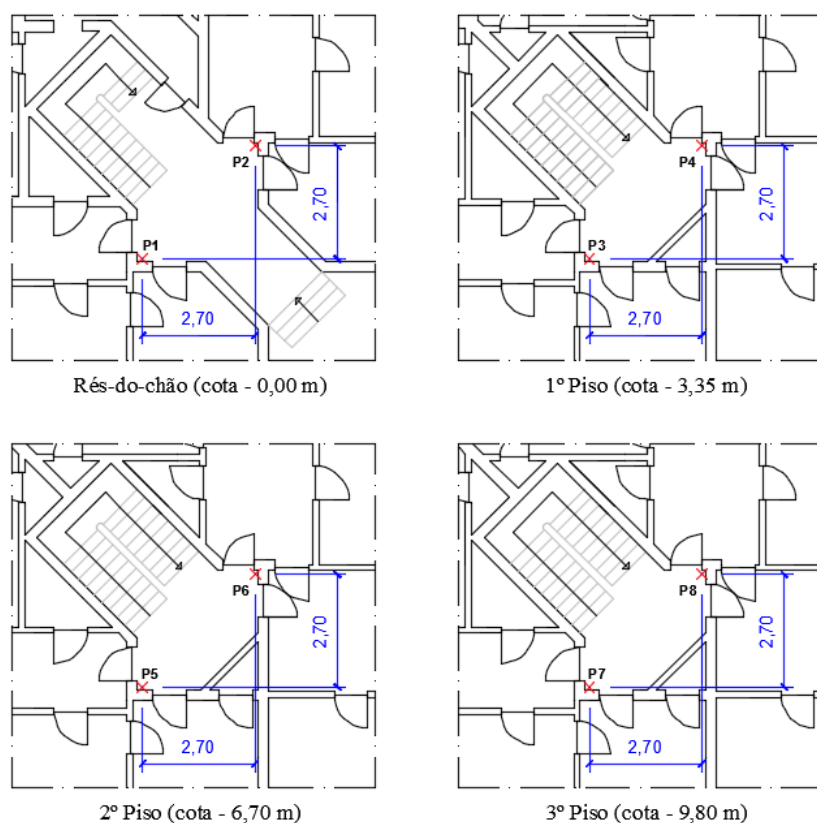


Figura 4.16 – Posicionamento dos pontos medidos

Para a instrumentação dos oito pontos acima representados, foram efetuados quatro *setups* (medições), nos quais foi colocado um dos geofones numa posição fixa (o geofone G3, na posição P7), para servir como ponto de referência aos outros geofones enquanto estes mudavam de local entre as medições. Através da Tabela 4.1 é possível observar o ponto de ocupação de cada geofone, para cada um dos *setups*.

Tabela 4.1 – Ocupação dos geofones durante os *setups*

Setup	Ponto de ocupação dos geofones		
	G1	G2	G3(Fixo)
1	-	P8	P7
2	P5	P6	P7
3	P3	P4	P7
4	P1	P2	P7

A razão para se escolher este ponto P7 para a colocação do geofone fixo ao longo do ensaio, deveu-se essencialmente ao facto de este se encontrar no patamar mais elevado de medição, à cota de 9,8 m de altura, e por esse motivo ser espectável que este ponto conseguisse captar vibrações para todos os modos do edifício, e com uma maior amplitude, tornando mais fácil correlacionar os modos entre si.

Um aspeto importante com o qual se tomou bastante cautela durante todo o ensaio, foi o de verificar regularmente se os aparelhos de medição se encontravam com a hora sincronizada, e se essa sincronização teria sido alcançada através da ligação a um numero considerável de satélites, uma vez que experiências realizadas *à priori* destas medições, para avaliação da fiabilidade dos aparelhos de medição, mostraram que esse seria um fator preponderante para o sucesso e qualidade dos resultados obtidos. Como o edifício se encontra no centro de Lisboa, rodeado por edifícios com altura igual ou superior à sua em todo o seu redor, foi necessário levar as antenas de GPS para a cobertura do edifício, para obter um melhor sinal e captar um maior número de satélites, tendo depois passado os cabos de ligação às unidades MR2002 pela claraboia do edifício, situada por cima da zona da caixa de escadas.

Após a adequada sincronização por satélite, os aparelhos encontram-se em condições efetuar as medições, sendo necessário definir alguns parâmetros para a aquisição de dados, através da comunicação com os aparelhos recorrendo ao programa *Wincom*, Figura 4.17.



Figura 4.17 – Comunicação ao aparelho de aquisição de dados

Na definição da duração de gravação de dados, optou-se por escolher um tempo de gravação de 15 minutos, escolha que teve em conta as características da estrutura, como por exemplo a sua rigidez, e considerou-se que os 15 minutos seria um intervalo de tempo adequado para possibilitar uma boa caracterização dinâmica da estrutura.

O outro parâmetro definido foi a frequência de amostragem, que para a primeira campanha de ensaios foi definida como 200 Hz. Considerando uma frequência de amostragem de 200 Hz, é possível fazer uma identificação de frequências até 80 Hz, isto porque os aparelhos trabalham tendo em conta o efeito de *Nyquist*, no qual a frequência de amostragem deve ser o dobro da frequência máxima (frequência de *Nyquist*) detetada pelos sensores, e esta ainda é reduzida para 80% do seu valor, de maneira a minimizar os erros. A frequência máxima identificável é então definida através da equação 4.1.

$$f_{\text{máx}} = 0,8 \times f_{\text{Nyquist}} = 0,8 \times \frac{f_{\text{amostragem}}}{2} \quad (4.1)$$

Quando todos os parâmetros estão definidos, e os aparelhos estão colocados nas posições certas e corretamente nivelados, procede-se ao agendamento da hora de início de gravação, e efetua-se a operação de *Baseline Correction*, para atribuir o “nível zero” do aparelho, uma vez que estes são sensíveis a diferenças de posição e altitude. Na Figura 4.18 é possível observar alguns dos pontos instrumentados nos *setups* que integraram o ensaio.



Figura 4.18 – Instrumentação de alguns dos pontos definidos para o ensaio: a) *Setup 1* –P8; b) *Setup 1* – P7 (fixo); c) *Setup 2* – P6 e P5

Os equipamentos de aquisição de dados têm uma memória interna limitada, o que implica que caso estes atinjam o seu limite seja necessário proceder ao descarregamento dos dados gravados até então para libertação de espaço, situação que acabou por acontecer antes da realização do último *setup*. Concluída a primeira fase de ensaios, fez-se o processamento dos dados recolhidos, assunto que será abordado em detalhe no subcapítulo seguinte.

Para a realização do segundo ensaio se concretizar, foi necessário aguardar que todos os requisitos e condições estivessem reunidos, pelo que a segunda campanha de medições apenas foi possível efetuar no dia 2 de Dezembro de 2014, meio ano depois da primeira campanha de medições ter ocorrido. Este tempo de intervalo entre a primeira e a segunda campanha de medições, deveu-se principalmente ao facto de ser necessário aguardar que as intervenções no fogo do rés-do-chão direito ficassem concluídas, uma vez que um dos objetivos deste trabalho é o da comparação da resposta dinâmica do edifício antes e depois da alteração estrutural. Outra razão que também foi impeditiva de realizar o ensaio mais cedo, teve a ver com as condições climáticas, mais concretamente a forte precipitação que se fez sentir em Lisboa nos meses de Outubro e Novembro de 2014, que causaram constantes adiamentos do ensaio, uma vez que este se tornava perigoso realizar sobre chuva, pois era necessário subir ao telhado para a colocação das antenas de GPS.

A segunda campanha de medições seguiu praticamente o mesmo procedimento da primeira, os mesmos pontos instrumentados, o mesmo número e configuração de *setups*, e a definição do mesmo tempo de gravação, apenas se alterando o valor da frequência de amostragem, que antes se tinha definido como 200 Hz, e nesta segunda campanha definiu-se um valor de 100 Hz, valor este que permite fazer uma identificação de frequências de até 40 Hz, pelos motivos que se acabaram de explicitar. A razão para se ter tomado esta opção, consiste na observação e análise dos dados adquiridos na primeira campanha de ensaios, assunto que se irá abordar de seguida, e que levou à conclusão de que se estava a usar uma gama de frequências elevada demais para o tipo de estrutura que se pretendia analisar. Ao reduzir este valor de frequência de amostragem para metade, continuaram-se a incluir as frequências mais relevantes para a estrutura em questão, e diminuiu-se o volume de dados, o que permitiu ganhar tempo durante o ensaio, pois deixou de ser necessário descarregar as gravações efetuadas para os 4 *setups* de 15 minutos.

#### 4.4.3 Análise e processamento dos resultados experimentais

Para a análise dos resultados experimentais obtidos é necessário descarregar a informação registada pelos aparelhos de medição. Os aparelhos devolvem a informação registada em ficheiros com formato “.XMR”, cuja abertura é possível através do programa *WinCom* instalado para comunicação com as unidades de medição, o *MR2002 Communication*, onde é possível visualizar os resultados de velocidades registadas nos eixos x, y e z, durante o tempo de gravação, tal como se pode observar no exemplo da Figura 4.19, ou até mesmo a análise de frequências.

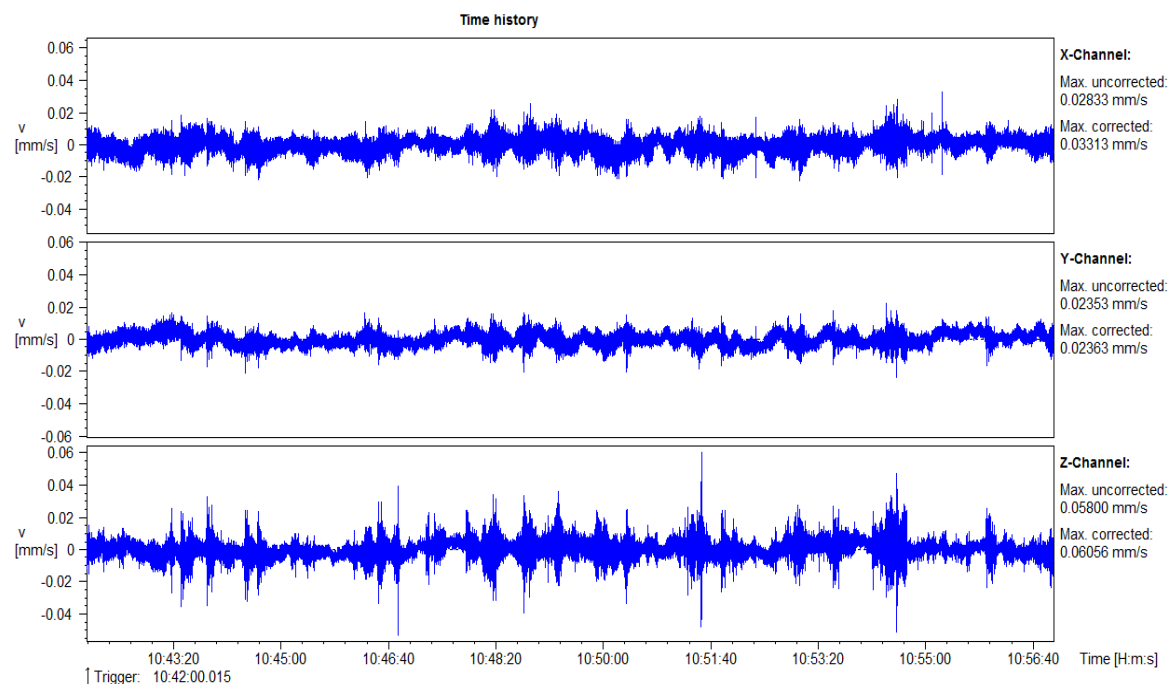


Figura 4.19 – Registo de velocidades do G3 segundo os eixos x, y e z durante o *setup* 4 (4-06-2014)

No entanto através destes gráficos apenas se consegue observar o registo das medições realizadas, para poder correlacionar as medições entre si e determinar as características dinâmicas da estrutura, é necessário recorrer à utilização do programa de análise modal *ARTEMIS* [32].

A introdução dos dados adquiridos através das unidades de gravação para o *ARTEMIS*, requer a transformação dos ficheiros “.XMR” para ficheiros do tipo “.ASC”, que serão ficheiros onde se incluem as medições de velocidades registadas, em todos os geofones que fazem parte de um *setup*, segundo os eixos x, y e z, e a hora a que estes registos ocorreram. Para cada *setup* será necessário a criação de um ficheiro “.ASC” correspondente, que serão os *inputs* a introduzir no programa. A criação dos ficheiros “.ASC” consistiu na transformação dos ficheiros descarregados dos aparelhos com a extensão “.XMR” para ficheiros de texto com extensão “.TXT”, e após a criação desses ficheiros de texto, unir os que correspondem ao mesmo *setup* num só ficheiro de texto, tendo o cuidado de acertar as linhas consoante as horas de gravação indicadas para cada geofone, e depois proceder à criação dos respetivos ficheiros “.ASC”.

Após o pré-processamento dos sinais, efetua-se então a análise dos resultados experimentais obtidos, utilizando o programa de análise modal *ARTEMIS*, que é composto por duas componentes distintas, o *ARTEMIS Testor* e o *ARTEMIS Extractor*.

Em primeiro lugar abre-se o programa *ARTEMIS Testor*, e na secção de *Geometry Generator* define-se a geometria dos pontos ensaiados, criando pontos com coordenadas coincidentes com as dos pontos instrumentados (Figura 4.16), unidos por linhas, formando assim um pórtico que possibilita analisar mais facilmente o comportamento desses pontos ensaiados como parte integrante da estrutura global do edifício (Figura 4.20). Com a geometria dos pontos definida, importam-se para o programa os ficheiros “.ASC” com os registos relativos a cada *setup*, e na secção do *Data Organizer* atribuem-se a cada nó o respetivo registo de velocidades nas direções x, y e z.



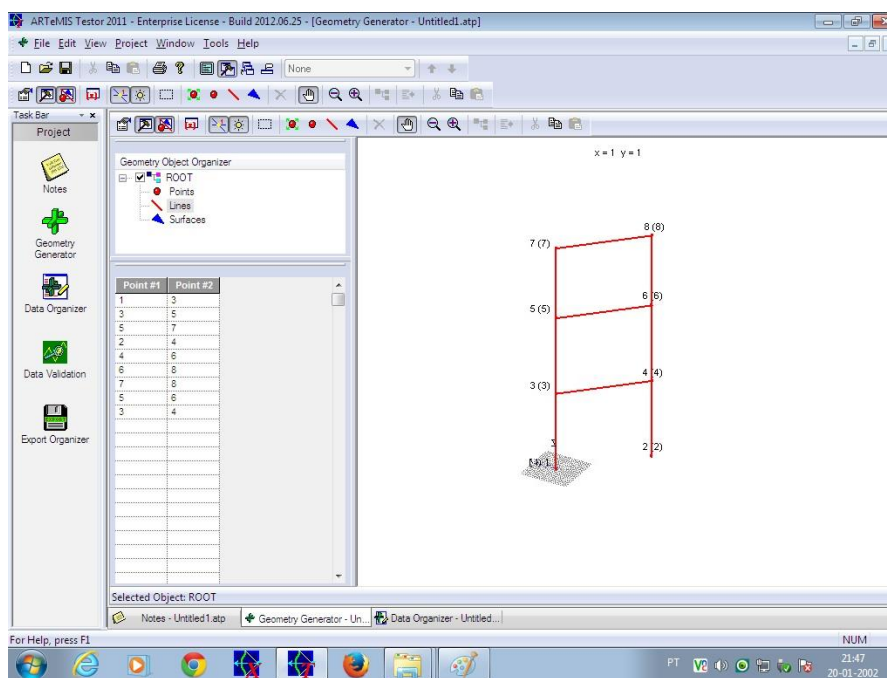


Figura 4.20 – *ARTeMIS Testor* – definição da geometria dos pontos instrumentados de acordo a posição atribuída nos ensaios experimentais

Para concluir a utilização do *ARTeMIS Testor* resta introduzir na secção *Data Validation* as propriedades das medições efetuadas, como por exemplo a frequência de amostragem ou tipo grandeza física medida nos ensaios, e por fim efetuar a conexão entre os vários *setups*. Depois os dados são guardados e o modelo está pronto para ser exportado para o *ARTeMIS Extractor*, onde será realizada a análise modal propriamente dita, e identificadas as características dinâmicas da estrutura.

O programa *ARTeMIS Extractor* permite fazer a análise e processamento dos dados guardados no modelo criado pelo *ARTeMIS Testor*, determinando características como as frequências naturais, configuração dos modos de vibração associados a essas frequências, e o amortecimento modal. A determinação destas características pode ser efetuada pelo programa recorrendo a três métodos no domínio da frequência, o EFDD, o FDD, e o CFDD, e também através de três métodos no domínio do tempo, o SSI-UPC, o SSI-PC e o SSI-CVA, métodos abordados resumidamente no Capítulo 3.

Na realização deste trabalho foram utilizados métodos tanto no domínio da frequência (EFDD), como no domínio do tempo (SSI-UPC e SSI-PC), pois através da comparação entre métodos distintos é possível perceber a qualidade dos resultados obtidos.

### **Análise dos resultados experimentais obtidos a 4-06-2014 (antes da intervenção estrutural)**

Ao fazer a exportação do modelo do *ARTeMIS Testor* para o *ARTeMIS Extractor*, este efetua um primeiro cálculo automático utilizando um método no domínio do tempo (SSI-UPC Merged Test Setup), no qual é possível ficar com uma ideia inicial quanto às características da estrutura. A partir daí parte-se para a determinação dos parâmetros modais através do método que se considerar mais adequado. É ainda importante referir que este é um processo quase “iterativo”, isto porque poderão ter de ser realizadas algumas análises, ajustando as definições de cálculo ou aplicando alguns filtros até se conseguir chegar a resultados satisfatórios. Para a análise dos

resultados experimentais obtidos no dia 4 de Junho de 2014, utilizou-se o método EFDD, onde foi realizada uma seleção automática dos picos do espectro dos valores singulares da matriz das funções de densidade espectral, como se pode observar na Figura 4.21.

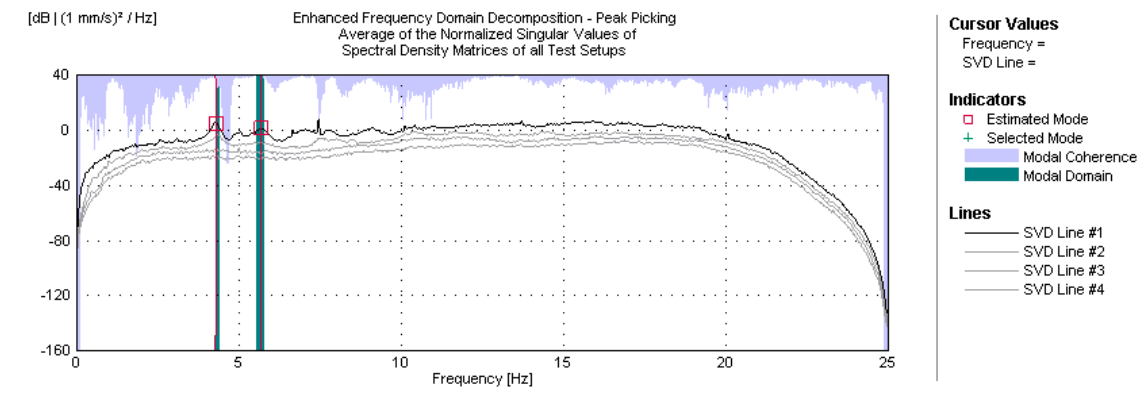


Figura 4.21 – Espectros dos valores singulares da matriz de funções, segundo o método EFDD, para o registo de medições do dia 4-06-2014

Em seguida foi utilizado um método no domínio do tempo, o SSI-PC, para poder servir de base de comparação dos valores obtidos com o EFDD. O diagrama de estabilização resultante da utilização do SSI-PC pode ser observado na Figura 4.22.

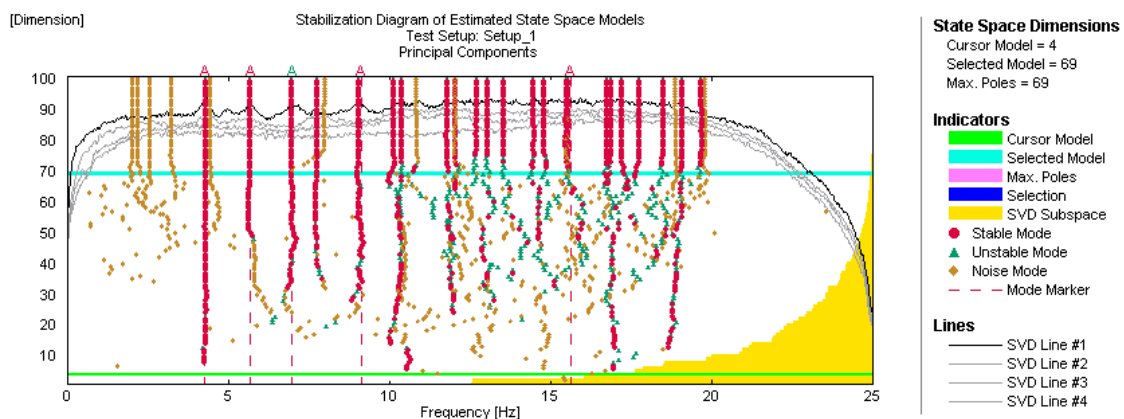


Figura 4.22 – Diagrama de estabilização, segundo o método SSI-PC, para o registo de medições do dia 4-06-2014

As frequências ( $f$ ) e os coeficientes de amortecimento ( $\xi$ ), obtidos através da utilização destas duas técnicas, encontram-se expostas na Tabela 4.2, e as configurações modais associadas aos modos de vibração de cada frequência podem ser observadas na Figura 4.23. Apresentam-se apenas as duas frequências, e respetivos modos de vibração associados, que foram obtidos em ambos os métodos de análise, e com uma configuração de modos de vibração mais provável de representar o comportamento global da estrutura.

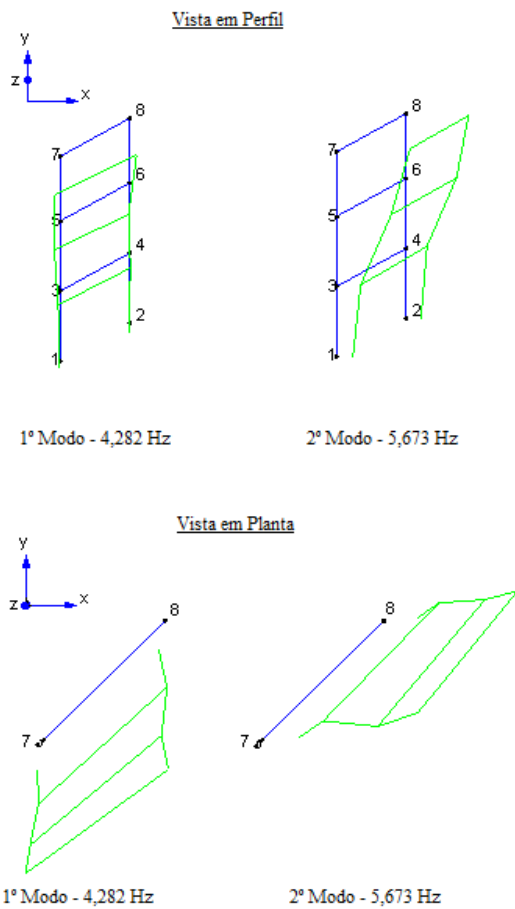


Tabela 4.2 – Frequências e amortecimentos identificados resultantes da aplicação dos métodos EFDD e SSI-PC, para o registo de medições do dia 4-06-2014

EFDD		SSI-PC	
$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]
4,282	2,003	4,283	1,852
5,673	3,124	5,694	4,175

**Medições 4-06-2014**

**EFDD - Enhanced Frequency Domain Decomposition**



**SSI - Principal Component**

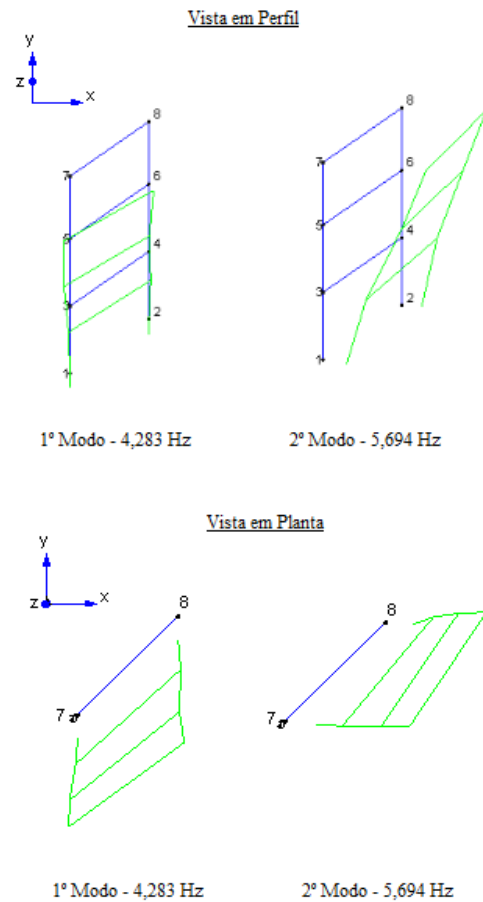


Figura 4.23 – Configurações modais associadas aos modos de vibração para as medições do dia 4-06-2014

A comparação entre os resultados obtidos através dos dois métodos de análise é efetuada recorrendo à utilização da matriz MAC, ilustrada na Tabela 4.3, e a partir da qual se pode concluir que existe uma boa correlação entre as duas técnicas.

Tabela 4.3 – Comparação entre as técnicas EFDD e SSI-PC através da matriz MAC, para o registo de medições do dia 4-06-2014

EFDD	SSI-PC		
	$f$ [Hz]	4,283	5,694
	4,282	0,9909	0,0052
	5,673	0,0399	0,9564

### Análise dos resultados experimentais obtidos a 2-12-2014 (depois da intervenção estrutural)

O procedimento de análise para os resultados obtidos nas medições do dia 2 de Dezembro de 2014 foi semelhante ao anterior, tendo-se utilizado os métodos EFDD e SSI-UPC, para a determinação das características dinâmicas da estrutura, de modo a poder realizar a comparação entre dois métodos distintos e assim avaliar a qualidade dos resultados.

Assim sendo apresentam-se em seguida os espectros dos valores singulares da matriz das funções de densidade espectral (Figura 4.24), e o diagrama de estabilização (Figura 4.25), resultantes das análises recorrendo ao EFDD e ao SSI-UPC, respetivamente.

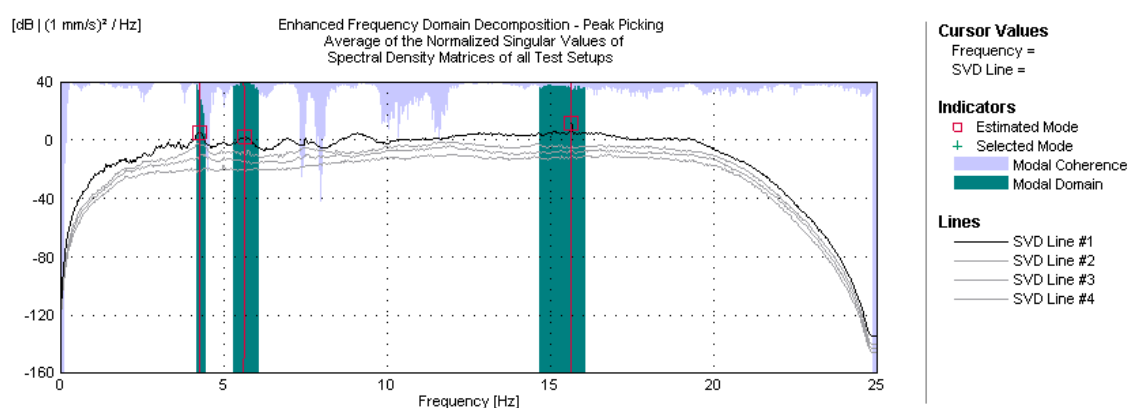


Figura 4.24 – Espectros dos valores singulares da matriz de funções, segundo o método EFDD, para o registo de medições do dia 2-12-2014

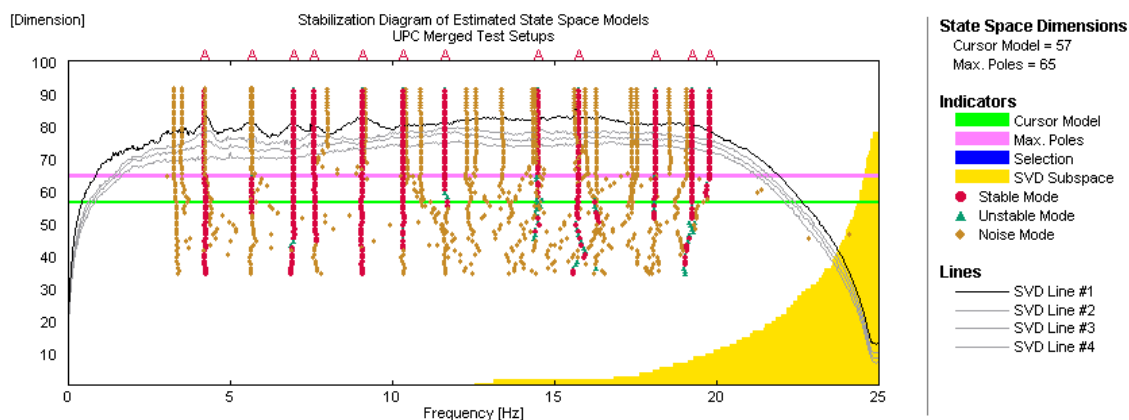


Figura 4.25 – Diagrama de estabilização, segundo o método SSI-UPC Merged Test Setups, para o registo de medições do dia 2-12-2014

Na Tabela 4.4 é possível observar as frequências e os coeficientes de amortecimento obtidos pelas duas técnicas, e quanto à configuração dos modos, estes podem ser verificados através da Figura 4.26.

Tabela 4.4 – Frequências e amortecimentos identificados resultantes da aplicação dos métodos EFDD e SSI-UPC Merged Test Setups, para o registo de medições do dia 2-12-2014

EFDD		SSI-UPC Merged Test Setups	
$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]
4,262	1,619	4,242	2,241
5,614	3,698	5,671	4,590

#### Medições 2-12-2014

##### EFDD - Enhanced Frequency Domain Decomposition

##### SSI - UPC Merged Test Setups

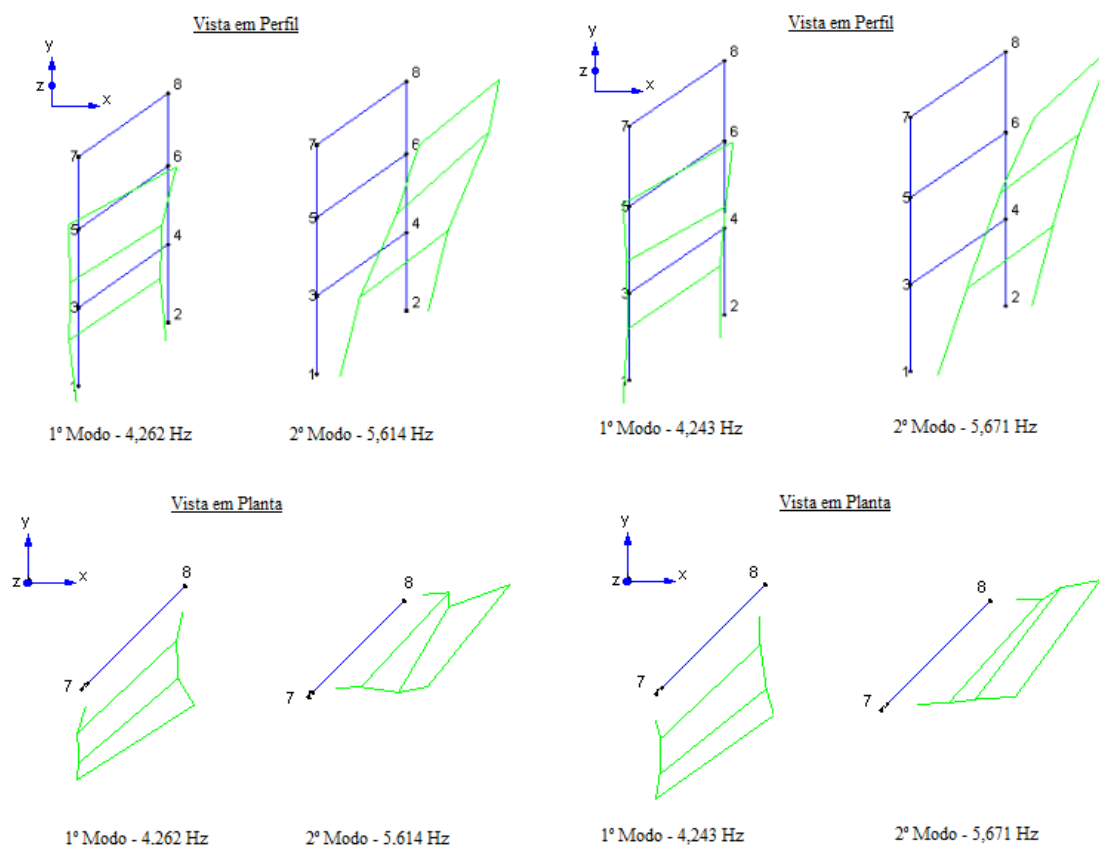


Figura 4.26 – Configurações modais associadas aos modos de vibração para as medições do dia 2-12-2014

A correlação obtida entre as duas técnicas é expressa através da matriz MAC representada na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Comparação entre as técnicas EFDD e SSI-UPC Merged Test Setups através da matriz MAC, para o registo de medições do dia 2-12-2014

EFDD	SSI-UPC Merged Test Setups		
	$f$ [Hz]	4,243	5,671
	4,262	0,9689	0,0205
	5,614	0,0192	0,8997

### Comparação dos resultados obtidos entre as duas campanhas de medições

Efetuada as análises modais para as duas fases distintas da vida da estrutura que são objeto de estudo neste trabalho (antes e depois da intervenção estrutural no fogo do rés-do-chão direito), procede-se então à comparação entre os resultados obtidos, no que diz respeito à resposta dinâmica da estrutura. É então construída uma matriz MAC referente à comparação dos resultados obtidos entre as duas fases distintas da estrutura, na qual foi escolhido o método EFDD para servir como base de comparação, conforme se verifica na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Comparação entre as medições efetuadas nos dias 4-06-2014 e 2-12-2014, através da matriz MAC

EFDD (4-06-2014)	EFDD (2-12-2014)		
	$f$ [Hz]	4,262	5,614
	4,282	0,9614	0,0257
	5,673	0,0395	0,8707

A matriz MAC procede à verificação da correlação, não só entre os valores das frequências, mas também no que diz respeito às configurações dos modos, e pelos resultados obtidos conclui-se que estes apresentam uma grande semelhança quanto à sua forma. Do estudo e observação efetuados neste capítulo em relação à resposta modal da estrutura, conclui-se que os modos detetados correspondem, no âmbito global da definição estrutura, a translações segundo o eixo y e x, como se pode observar pelo esboço em planta do edifício, elaborado tendo em conta a configuração dos modos de vibração identificados pelo *ARTEMIS* (Figura 4.27).

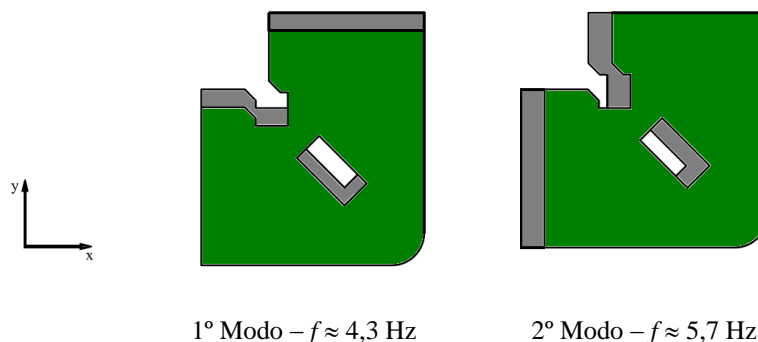


Figura 4.27 – Esboço da configuração dos modos de vibração identificados experimentalmente

Através da observação da matriz MAC constata-se que, a intervenção estrutural que ocorreu no fogo do rés-do-chão direito teve um impacte muito baixo no que se refere à resposta modal da estrutura em termos de frequências naturais, com uma variação que não vai muito além de 1%, como se pode verificar na Tabela 4.7. Em relação à configuração dos modos de vibração resultantes, também não foram identificadas alterações significativas.

Tabela 4.7 – Variação das frequências obtidas entre as medições dos dias 4-06-2014 e 2-12-2014

Frequências [Hz]		Variação [%]
EFDD (4-06-2014)	EFDD (2-12-2014)	
4,282	4,262	-0,47
5,673	5,614	-1,04

A razão para que a diferença entre as frequências naturais obtidas antes e depois da intervenção serem tão pequenas, poderá dever-se ao facto de que a quantidade de paredes removidas seja pouco significativa no contexto global da estrutura, até porque foram introduzidas novas paredes e reforços com perfis metálicos, equilibrando a relação entre rigidez e massa do sistema, não influenciando assim de forma expressiva a sua resposta modal. No capítulo seguinte irá proceder-se à elaboração de um modelo numérico da estrutura recorrendo ao programa de elementos finitos *SAP2000*, no qual se realizarão algumas análises com vista a ajudar a compreender melhor os resultados obtidos através das medições.



## Capítulo 5

# Modelação numérica

### 5.1 Introdução

A modelação numérica de estruturas pretende traduzir a resposta destas a um conjunto de solicitações a que as mesmas poderão estar sujeitas, como por exemplo forças, acelerações e deformações impostas. A resposta a este tipo de solicitações é traduzida no modelo numérico na forma de deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, e são fortemente influenciados pelas características dos materiais, que definem os parâmetros de rigidez e resistência do sistema, e também pela geometria e ligações da estrutura, entre os seus elementos, e com o exterior [1].

Existem diferentes ferramentas para a modelação numérica de estruturas, como por exemplo o método dos elementos finitos (MEF), método dos elementos discretos (MED), e o método dos elementos aplicados (MEA). Quanto ao tipo de análises que são possíveis realizar, estas diferenciam-se segundo dois critérios, se são estáticas ou dinâmicas, lineares ou não lineares.

Na execução deste trabalho recorreu-se à utilização do programa de cálculo e análise estrutural *SAP2000* [6], para a modelação numérica da estrutura, programa que utiliza o método dos elementos finitos na sua formulação, tendo sido realizada uma análise modal para a avaliação da resposta dinâmica da estrutura, assumindo para esta e materiais constituintes um comportamento elástico linear. Os conceitos e procedimentos desta modelação e análise serão de seguida abordados.

### 5.2 Formas de modelação da alvenaria

A alvenaria é um material heterogéneo composto por pedra ou tijolo, e argamassa, onde cada elemento apresenta as suas propriedades, e quando esses elementos se combinam para criar o material alvenaria, esta passa a apresentar propriedades distintas nas diferentes direções, devido às juntas de argamassa que representam planos de fragilidade, de onde resulta uma reduzida capacidade resistente à tração da alvenaria [1,5].

Existem três estratégias possíveis quando se pretende efetuar a representação numérica de alvenarias (Figura 5.1), sendo possível recorrer à micro modelação detalhada, à micro modelação simplificada, e à macro modelação [15]. De seguida serão brevemente resumidos os fundamentos para cada uma destas hipóteses.

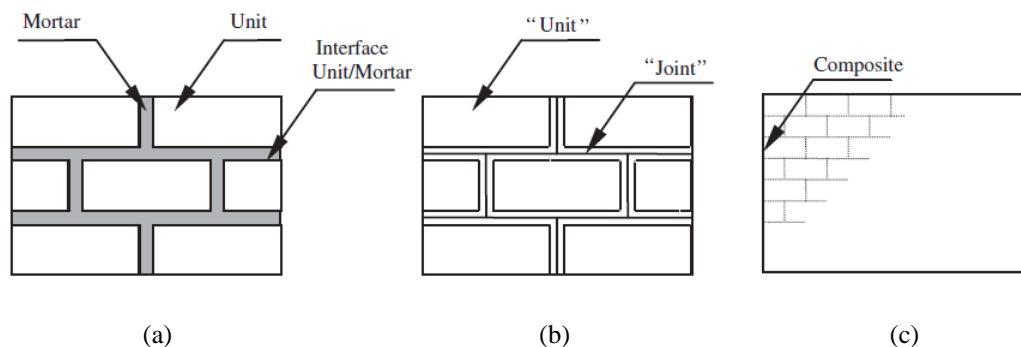


Figura 5.1 – Estratégias de modelação da alvenaria [15]: (a) micro modelação detalhada, (b) micro modelação simplificada, (c) macro modelação

Na micro modelação detalhada são modelados separadamente as unidades de alvenaria, a argamassa, e as interfaces unidade-argamassa, sendo as unidades de alvenaria e argamassa representados por elementos contínuos, e as interfaces unidade-argamassa por elementos descontínuos. As interfaces representam superfícies de escorregamento ou de fendilhação. Através desta modelação pode-se caraterizar o comportamento da alvenaria a partir do conhecimento das propriedades dos seus componentes, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, e das respetivas interfaces, revelando este tipo de modelação um maior interesse para análises do tipo não linear, onde poderão ser consideradas as propriedades plásticas das unidades e da alvenaria [1,15].

Na micro modelação simplificada, a modelação das unidades são ampliadas até aos eixos médios da argamassa, e são representados por modelos contínuos, sendo o comportamento das juntas e das interfaces representados em conjunto como elementos descontínuos. As juntas são reduzidas para uma interface média, e as unidades são ampliadas de forma a preencher o “vazio” deixado pela redução da argamassa. A alvenaria é então modelada como uma série de blocos elásticos, separados entre si por superfícies de escorregamento ou fendilhação. Este tipo de modelação não é tão rigoroso quando comparado com o primeiro, uma vez que a simplificação efetuada faz com que não seja considerado o efeito de Poisson da argamassa da junta [1,15].

Na macro modelação é efetuada a representação das unidades, da argamassa, e da interface unidade-argamassa como um único elemento continuo equivalente. Os macroelementos são então modelos simplificados que pretendem reproduzir as características do comportamento da estrutura com um reduzido número de graus de liberdade, simulando a alvenaria como um meio homogéneo isotrópico continuo. De entre todas as estratégias de modelação de alvenaria, esta é sem dúvida a que constitui a abordagem mais simples, e é de resto a que será utilizada para efetuar a modelação da estrutura referente a este trabalho, na qual as paredes de alvenaria são modeladas como estruturas planas compostas por macroelementos, que simulam o comportamento dos vários componentes da alvenaria que as constituem. Importa referir que para uma correta modelação da alvenaria, quer através da macro ou micro modelação, é importante proceder a uma rigorosa caraterização dos materiais, para que o resultado final seja o mais fiel possível ao comportamento real da estrutura.



### 5.3 Modelação numérica do edifício em de estudo

A modelação da estrutura no *SAP2000* foi guiada segundo a consulta do projeto de execução do edifício no Arquivo Municipal de Lisboa [25], onde se analisaram as plantas do edifício, a memória descritiva relativa aos cálculos, materiais e metodologia de construção aplicada à época da sua execução, e foi também baseada na informação em relação à morfologia e características mecânicas deste tipo de edifícios, encontradas nas referências bibliográficas.

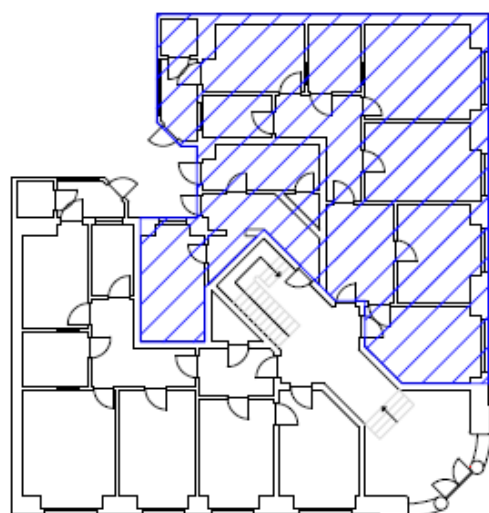
Para a conceção da geometria do modelo, para além da consulta das plantas do projeto de execução, e tendo em conta a realidade com a qual se deparam os edifícios com idades e características semelhantes às do edifício caso de estudo neste trabalho, decidiu-se realizar um levantamento estrutural no local, a fim de verificar se poderiam existir alterações relativas ao projeto de execução inicial e que não estivessem contempladas no processo do edifício, disponível no Arquivo Municipal.

Assim sendo, a ação de levantamento teve lugar em três dias distintos de visitas ao edifício, visando obter a autorização do maior número possível de moradores para poder efetuar o levantamento estrutural nas suas habitações, o que foi possível para cinco dos oito fogos que constituem o edifício, sendo que nos restantes três fogos não foi possível obter a permissão dos moradores para realizar esta operação. O levantamento permitiu recolher informações importantes relativamente a intervenções efetuadas na maior parte dos fogos, que não se encontravam documentadas e disponíveis para pesquisa, e para além disso também serviu para observar o estado de conservação da estrutura nesses fogos. Os resultados dos levantamentos efetuados encontram-se expostos na Figura 5.2.

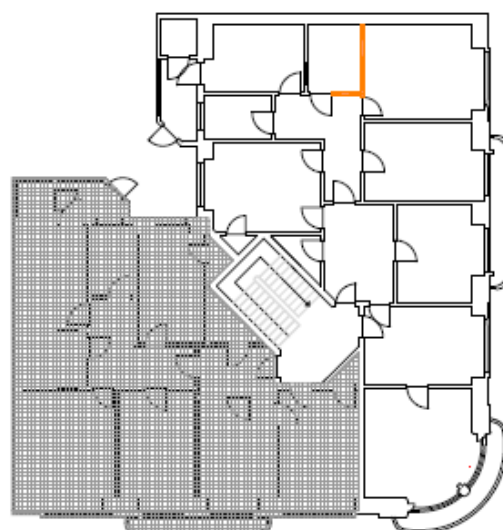
Como se pode observar na Figura 5.2, foi possível aceder aos fogos do rés-do-chão esquerdo, rés-do-chão direito (fogo onde decorreram as intervenções objeto de estudo neste trabalho), 1º direito, 2º direito e 3º direito, nos quais se registaram as seguintes informações:

- No rés-do-chão esquerdo não se registaram nenhuma alterações ao projeto original do edifício, encontrando-se a estrutura num bom estado de conservação aparente;
- No rés-do chão direito, antes da intervenção estrutural ter ocorrido a estrutura apresentava algumas patologias, como escarificação do betão em algumas zonas das lajes expondo algumas armaduras à corrosão, perda de aderência do reboco das paredes, e manifestações de eflorescências e criptoflorescências. Após a intervenção estrutural estes problemas foram corrigidos, tendo o fogo passado a apresentar as alterações referidas no Capítulo 4, aquando da descrição da intervenção do caso de estudo;
- No 1º direito não se verificaram alterações ao projeto inicial, no entanto foi possível observar uma das zonas do fogo onde as paredes se encontravam com um elevado nível de degradação (zona assinalada a laranja na Figura 5.2), paredes já sem o reboco e onde era visível a rotura de algumas unidades de tijolo da alvenaria e o empolamento da parede (Figura 5.3 a)), e foi também detetada uma fenda na face interior da parede exterior de alvenaria de pedra com uma dimensão considerável (Figura 5.3 b));
- Nos fogos do 2º direito e 3º direito foram identificadas algumas alterações ao projeto inicial, correspondentes à remoção de algumas paredes para ampliação de espaços (assinaladas a amarelo na Figura 5.2), e ao preenchimento de alguns vãos de portas com alvenaria de tijolo para delimitar compartimentos (assinalado a vermelho na Figura 5.2).

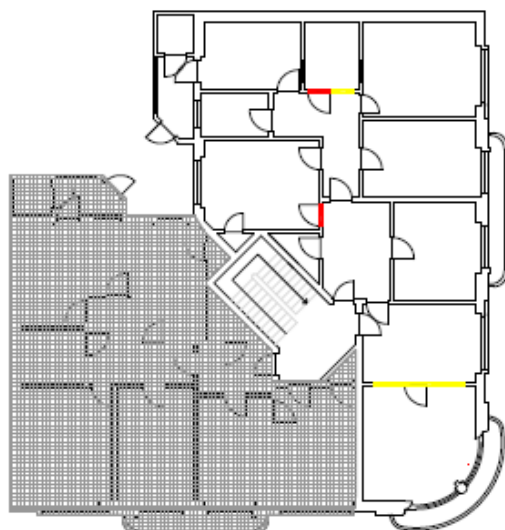
Este levantamento realizado em 5 dos 8 fogos dá-nos um grau de conhecimento sobre as condições reais da estrutura de 62,5%, sendo que para os restantes 37,5% correspondentes aos três fogos não visitados, serão consideradas as condições iniciais do projeto para efeitos de modelação.



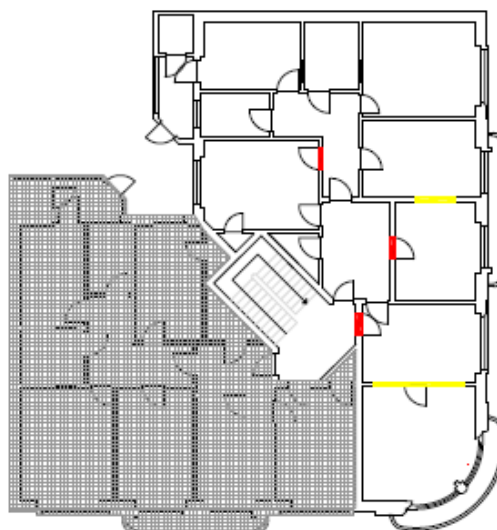
Rés do chão



1º Piso



2º Piso



3º Piso

Legenda:






- |   |                            |   |                                    |
|---|----------------------------|---|------------------------------------|
|  | Elementos removidos        |  | Fogo alvo da intervenção conhecida |
|  | Elementos construídos      |  | Fogos não visitados                |
|  | Elementos muito degradados |   |                                    |

Figura 5.2 – Levantamento estrutural nos fogos de habitação



Figura 5.3 – Estado de degradação das paredes do fogo 1º direito: a) parede interior de alvenaria de tijolo furado; b) parede exterior de alvenaria de pedra

A estrutura foi modelada recorrendo na sua maioria a elementos ‘*Shell*’ do *SAP2000*, que são elementos laminares, definidos por três ou quatro nós coplanares, e que combinam o comportamento dos elementos laje e placa, importantes para reproduzir e analisar as características de resistência à flexão e deformação axial, nas lajes e nas paredes respetivamente. Dado tratar-se de um edifício constituído por paredes de alvenaria resistente e lajes de betão armado, a utilização deste tipo de elemento foi quase exclusiva na modelação da estrutura no *SAP2000*.

A utilização dos elementos de barra tornou-se necessária numa situação pontual, para a modelação de um elemento vertical, um pilar, constituído por material de alvenaria, e também numa fase posterior na qual se modelou o edifício após a intervenção estrutural, e se inseriram os perfis metálicos de reforço recorrendo também a elementos deste tipo.

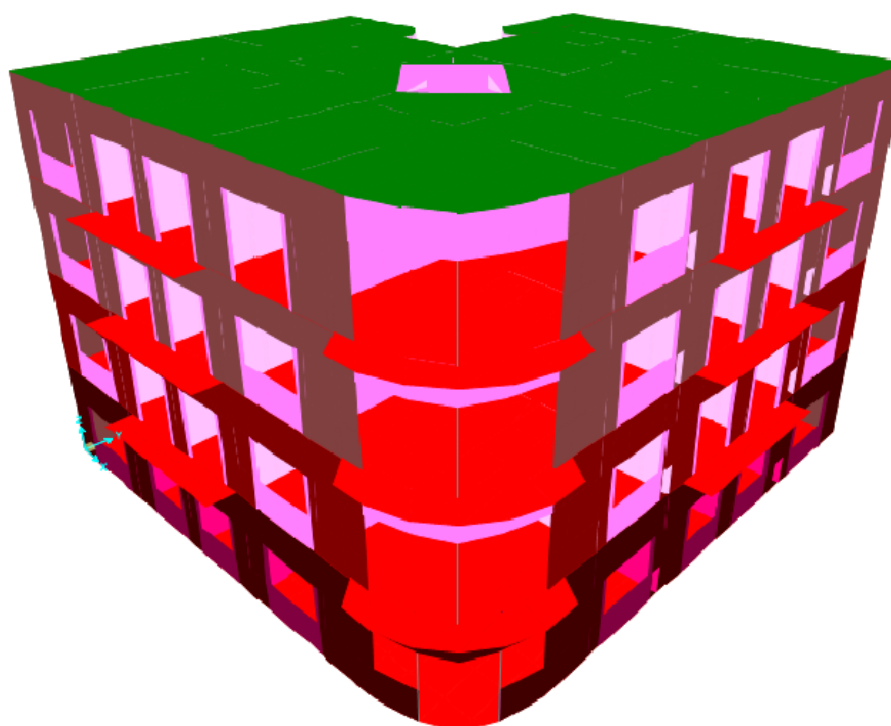
Para a modelação da estrutura adotou-se a metodologia habitual de representar os elementos laminares, ou de área, pelos seus planos médios, e os elementos lineares através dos seus eixos centrais, sendo as dimensões utilizadas para definir as propriedades geométricas de cada elemento as indicadas no Capítulo 4. A Tabela 5.1 mostra os elementos criados, com as respetivas dimensões e material atribuído, para a definição numérica da estrutura.

Tabela 5.1 – Elementos produzidos para a definição da geométrica da estrutura

Nome do Elemento	Tipo de elemento	Dimensões	Material
Parede de alvenaria de pedra – 0,70	Shell-Thick	Espessura 70 cm	Alvenaria de pedra
Parede de alvenaria de pedra – 0,60	Shell-Thick	Espessura 60 cm	Alvenaria de pedra
Parede de alvenaria de pedra – 0,40	Shell-Thick	Espessura 40 cm	Alvenaria de pedra
Parede de alvenaria de tijolo maciço – 0,25	Shell-Thick	Espessura 25 cm	Alvenaria de tijolo maciço
Parede de alvenaria de tijolo maciço – 0,15	Shell-Thick	Espessura 15 cm	Alvenaria de tijolo maciço
Parede de alvenaria de tijolo furado – 0,25	Shell-Thick	Espessura 25 cm	Alvenaria de tijolo furado

Parede de alvenaria de tijolo furado – 0,15	Shell-Thick	Espessura 15 cm	Alvenaria de tijolo furado
Parede de alvenaria de tijolo furado em mau estado – 0,15	Shell-Thick	Espessura 15 cm	Alvenaria de tijolo furado em mau estado
Laje de betão armado – 0,10	Shell-Thin	Espessura 10 cm	Betão armado
Cobertura de madeira	Shell-Thin	Espessura 10 cm	Madeira
Pilar de alvenaria	Frame	Diâmetro 50 cm	Alvenaria de tijolo maciço

A estrutura foi então modelada com o recurso a estes elementos e tendo em conta o levantamento estrutural efetuado, havendo o cuidado de representar criteriosamente o edifício em relação à sua geometria e disposição dos seus elementos, representando com precisão todas as paredes, vãos de portas e janelas, pavimentos e cobertura. Na Figura 5.4 é possível observar uma vista em 3D do modelo efetuado.



**Legenda:**










 Alvenaria de pedra 0,70 m	 Alvenaria de tijolo furado 0,25 m
 Alvenaria de pedra 0,60 m	 Alvenaria de tijolo furado 0,15 m
 Alvenaria de pedra 0,40 m	 Laje de betão
 Alvenaria de tijolo maciço 0,25 m	 Cobertura de madeira
 Alvenaria de tijolo maciço 0,15 m	

Figura 5.4 – Vista frontal do modelo em 3D

Como o objetivo do trabalho passa pela realização de uma análise modal, a discretização da malha de elementos finitos tem como exigência principal simular adequadamente o comportamento dinâmico da estrutura, condição conseguida através da correta ligação entre os elementos, não sendo necessário para isso a conceção de uma malha tão refinada como as que se devem realizar para análises de distribuições de esforços e dimensionamento. Ainda assim, com o intuito de representar com o maior rigor possível a geometria do edifício, resultou uma discretização do modelo com 9442 elementos de área, o que já representa um modelo com algum peso computacional. Na Figura 5.5 observa-se a definição da malha de elementos finitos do edifício em 3D.

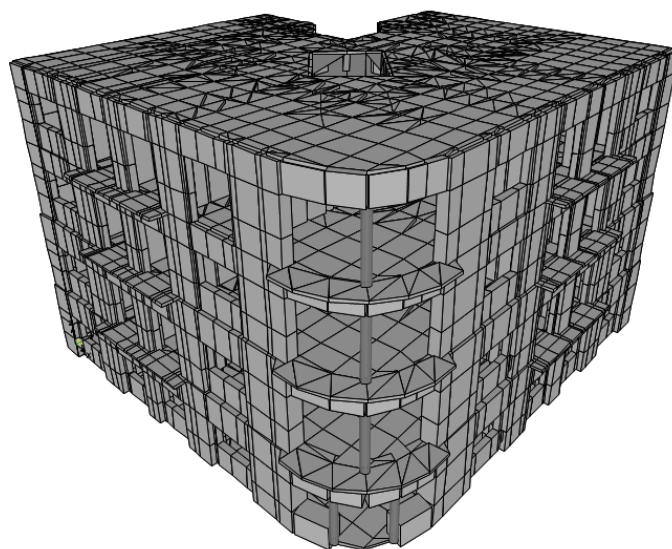


Figura 5.5 – Definição da malha de elementos finitos do edifício

Na análise modal de estruturas não são consideradas as hipóteses de combinação de ações levadas a cabo nas análises de dimensionamento, e que normalmente se costumam introduzir nos programas de cálculo e análise de estruturas, pois para a realização de uma análise modal apenas interessa a massa e a rigidez do sistema estrutural. Posto isto, além da massa própria dos elementos que constituem o modelo e que são consideradas automaticamente pelo programa, foi também necessário tomar em consideração todos os componentes que apesar de não fazerem parte do modelo estrutural, possuem uma massa que contribui para a massa do sistema estrutural na sua globalidade, e que teve com certeza influência sobre os resultados das medições efetuadas no local. Através das visitas ao local e avaliação desta questão, decidiu-se considerar a aplicação de uma massa distribuída de  $50 \text{ kg/m}^2$  pelos pisos, de forma a ter em consideração as massas adicionais á estrutura, e também a aplicação de uma massa distribuída de  $40 \text{ kg/m}^2$  na cobertura. Estes valores pretendem incluir a massa dos pavimentos e das sobrecargas colocadas sobre a laje.

Quanto às propriedades físicas e mecânicas dos materiais adotados para a realização do modelo numérico, nomeadamente o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e o peso volúmico, partiu-se de um determinado conjunto de valores recomendados na bibliografia, que foram tidos como valores base, tendo sido posteriormente realizada uma calibração ao modelo para ajudar a uma melhor caracterização mecânica de alguns dos materiais sobre os quais existiam maiores dúvidas na definição das suas propriedades. Desse processo resultou a Tabela 5.2 com os materiais utilizados na modelação da estrutura e as suas propriedades.

Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais considerados na modelação

Material	Peso Volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
Betão	25	29	0,2
Madeira	5,8	12	0,4
Alvenaria de Pedra	21	1,75	0,2
Alvenaria de tijolo maciço	19	2,25	0,3
Alvenaria de tijolo furado	17	1,25	0,3

Os parâmetros segundo os quais surgiram as maiores dúvidas na definição de valores, foram os módulos de elasticidade das alvenarias de pedra, tijolo maciço e tijolo furado. Isto deve-se à ampla gama de valores possíveis de encontrar nestas situações, tal como foi descrito no Capítulo 2, não se conseguindo fazer uma analogia direta com os valores pesquisados, sobretudo devido às diferenças entre a solução construtiva referente ao caso de estudo, e as soluções construtivas dos ensaios experimentais encontrados na bibliografia. A partir da caracterização dinâmica do edifício realizada *in situ* através dos ensaios de vibração ambiental, cujos procedimentos e resultados estão dispostos no Capítulo 4, efetuou-se uma calibração ao modelo numérico de elementos finitos com o objetivo de estimar os valores dos módulos de elasticidade das alvenarias, procedendo para tal ao ajuste dos módulos de elasticidade em questão, de forma a que as frequências dos modos de vibração determinados a partir do modelo numérico, fossem o mais próximas possíveis das frequências registadas a partir dos ensaios de caracterização dinâmica do edifício. A Figura 5.6 mostra o algoritmo adotado no processo de ajuste ao modelo de elementos finitos.

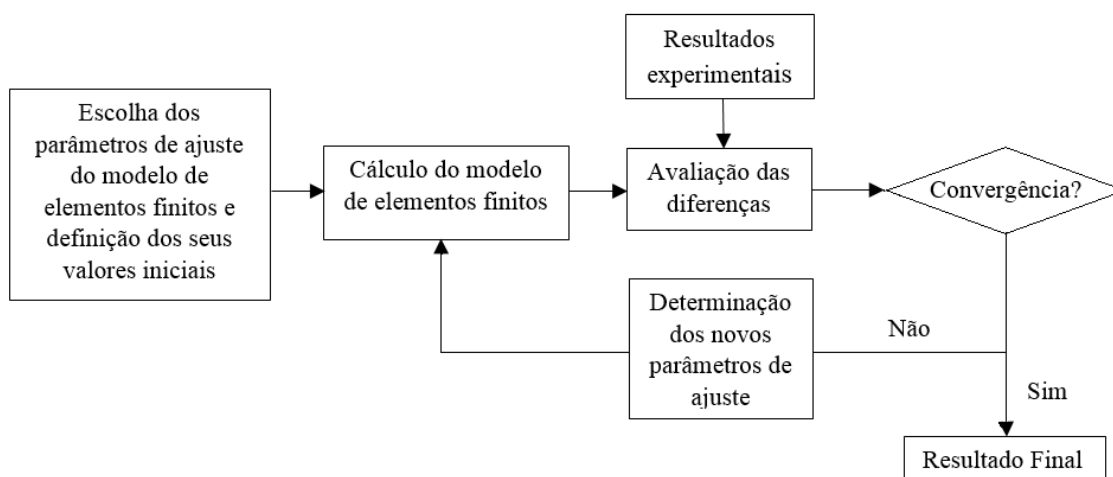


Figura 5.6 – Processo de ajuste ao modelo de elementos finitos



A Tabela 5.3 apresenta o processo iterativo de calibração efetuado para alcançar as propriedades mecânicas acima referidas, fazendo variar os módulos de elasticidade das alvenarias e comparando as frequências dos modos de vibração obtidos com esses valores, com as frequências registradas na primeira campanha de medições, para o primeiro e segundo modo vibração, de 4,282 Hz e 5,673 Hz respectivamente.

Tabela 5.3 – Processo iterativo de calibração efetuado para determinar o modo de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra, tijolo maciço e tijolo furado

Hipótese	Módulo de Elasticidade [GPa]			Frequências de vibração [Hz]	
	Alv. pedra	Alv. tijolo maciço	Alv. tijolo furado	1º Modo	2º Modo
1	0,5	2,0	1,0	3,259	3,604
2	1,0	2,0	1,0	3,683	4,077
3	1,25	2,0	1,0	3,848	4,266
4	1,5	2,0	1,0	3,995	4,436
5	1,75	2,0	1,0	4,129	4,591
6	2,0	2,0	1,0	4,255	4,734
7	0,5	2,0	1,5	3,568	3,931
10	1,0	2,0	1,5	4,007	4,410
11	1,25	2,0	1,5	4,176	4,601
12	1,5	2,0	1,5	4,326	4,773
13	1,75	2,0	1,5	4,462	4,929
14	2	2,0	1,5	4,588	5,073
15	0,5	2,5	1,5	3,594	4,112
16	1,0	2,5	1,5	4,030	4,440
17	1,25	2,5	1,5	4,197	4,628
18	1,5	2,5	1,5	4,347	4,797
19	1,75	2,5	1,5	4,483	4,952
20	2,0	2,5	1,5	4,608	5,094
21	1,5	2,5	1,25	4,193	4,640
22	1,75	2,25	1,5	4,444	4,904
23	1,75	2,25	1,25	4,293	4,751
24	0,5	3,0	1,5	3,659	4,060
25	1,0	3,0	1,5	4,096	4,526
26	1,25	3,0	1,5	4,264	4,713
27	1,5	3,0	1,5	4,413	4,881
28	1,75	3,0	1,5	4,548	5,034
29	2,0	3,0	1,5	4,673	5,176
30	0,5	3,0	2,0	3,901	4,321
31	1,0	3,0	2,0	4,355	4,795
32	1,25	3,0	2,0	4,526	4,984
33	1,5	3,0	2,0	4,678	5,153
34	1,75	3,0	2,0	4,816	5,308
35	2,0	3,0	2,0	4,943	4,452
36	1,75	3,5	1,5	4,612	4,103
37	2,0	3,5	1,75	4,875	5,397
38	2,25	3,5	2,0	5,125	5,667
39	2,5	3,5	2,0	5,236	5,791
40	2,5	3,5	2,25	5,357	5,914
41	2,0	3,5	2,5	5,235	5,766

Como se pode observar a partir da Tabela 5.3, conseguiram-se aproximar os valores das frequências de vibração do modelo numérico com as frequências de vibração determinadas nos ensaios experimentais, através do processo iterativo de substituição dos módulos de elasticidade das alvenarias, e tendo em consideração os valores médios observados na bibliografia. No entanto regista-se uma diferença considerável no intervalo de valores existente entre as frequências do primeiro e segundo modo de vibração, sendo este intervalo muito maior nas frequências registadas através do processo de medições ao edifício (4,282Hz - 5,673Hz), cuja diferença é de sensivelmente 1,4Hz, do que aquele obtido através da resposta modal do modelo numérico, onde a diferença nunca ultrapassa a unidade. Posto isto, obtêm-se então duas hipóteses distintas em relação ao conjunto de valores de módulos de elasticidade que produzem, num dos casos um valor aproximado da primeira frequência, e no outro um valor aproximado à segunda frequência. Para o prosseguimento do trabalho (modelação e avaliação do impacto que a intervenção de remoção de paredes teve na resposta modal do edifício), optou-se por adotar os valores dos módulos de elasticidade das alvenarias que conduziram a uma melhor aproximação relativamente à frequência fundamental do primeiro modo de vibração, ou seja,  $E_{\text{alv. pedra}} = 1,75 \text{ GPa}$ ,  $E_{\text{alv. tijolo maciço}} = 2,25 \text{ GPa}$  e  $E_{\text{alv. tijolo furado}} = 1,25 \text{ GPa}$ , uma vez que estes valores apresentavam uma maior proximidade com os valores pesquisados na bibliografia.

Definida a geometria do modelo numérico, todos os materiais constituintes e as suas características, procedeu-se à análise modal da estrutura, tendo-se obtido como resultado dessa análise, as frequências e os valores de participação de massa para os primeiros 12 modos de vibração, exibidos na Tabela 5.4, com as respetivas configurações em planta apresentadas na Figura 5.7. As configurações dos primeiros três modos de vibração e frequências associadas, encontram-se representadas em 3D na Figura 5.8, com um maior detalhe, por corresponderem àqueles com maior probabilidade de terem sido detetados pela análise experimental, e permitir assim ter uma perceção do comportamento tridimensional do edifício para esses modos. Na Figura 5.9, é possível observar as diferenças dos resultados entre a análise numérica efetuada, com os resultados obtidos na análise experimental, nomeadamente em relação às configurações dos dois primeiros modos de vibração em planta, e às frequências associadas.

Tabela 5.4 – Resultados da análise modal: períodos, frequências e fatores de participação de massa

Modo de vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Fatores de participação de massa [adimensional]		
			UX	UY	UZ
1	0,233	4,293	0,47691	0,15657	0,00001
2	0,210	4,751	0,17255	0,52354	0,00001
3	0,166	6,024	0,04156	0,02312	0,00000
4	0,087	11,429	0,08466	0,00419	0,08475
5	0,085	11,709	0,01808	0,02937	0,07929
6	0,083	12,004	0,00003	0,00322	0,03414
7	0,080	12,571	0,00147	0,01744	0,21585
8	0,079	12,677	0,01529	0,02715	0,13175
9	0,077	13,049	0,00062	0,00431	0,01160
10	0,076	13,169	0,00948	0,03612	0,04131
11	0,074	13,532	0,00024	0,00057	0,02979
12	0,073	13,683	0,00011	0,00104	0,00206



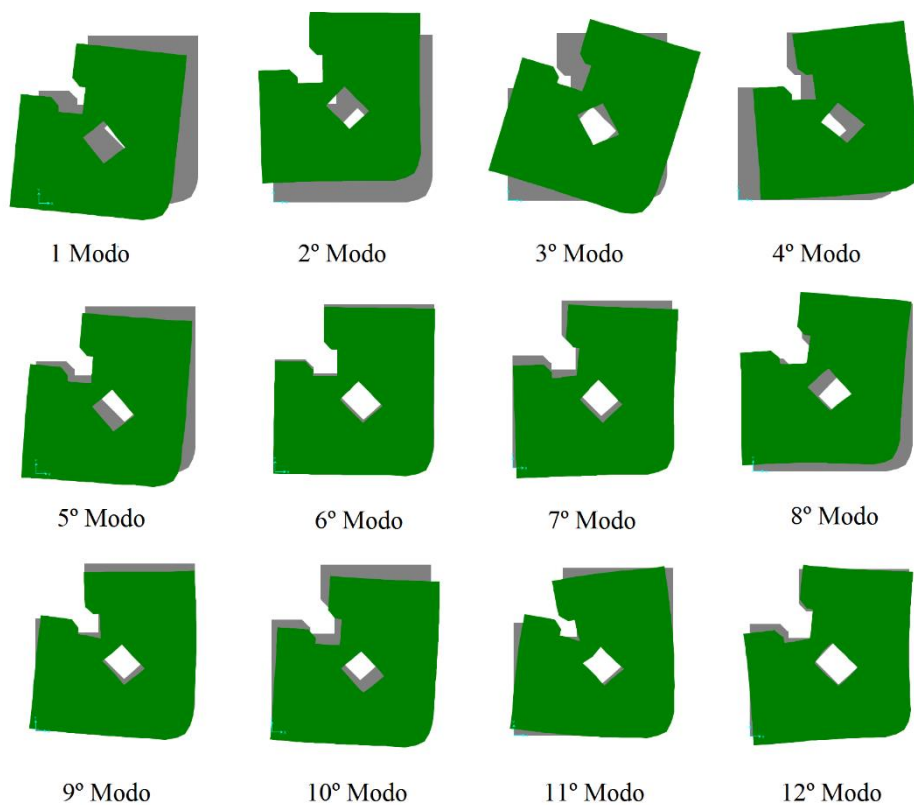


Figura 5.7 – Configuração em planta dos primeiros 12 modos de vibração resultantes da análise modal

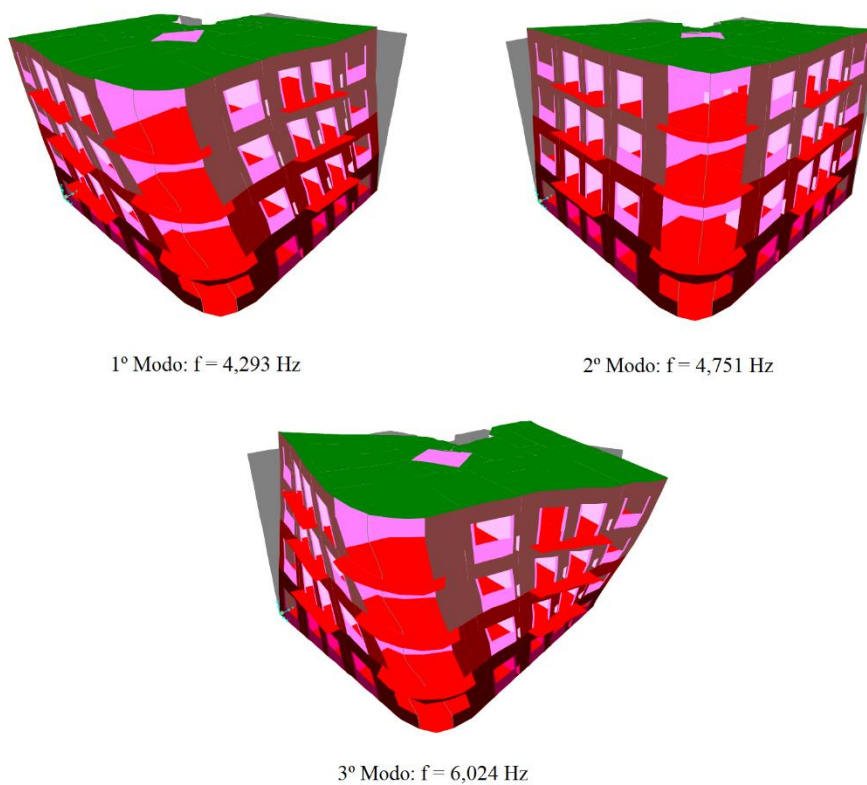


Figura 5.8 – Frequências e configurações dos 3 primeiros modos de vibração da estrutura, em 3D

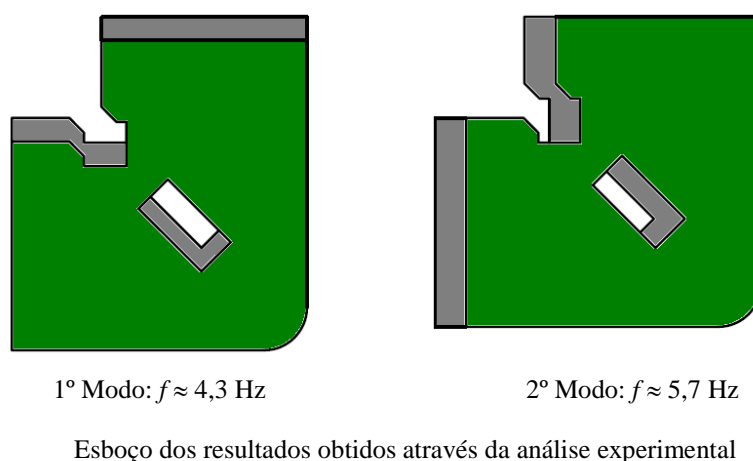
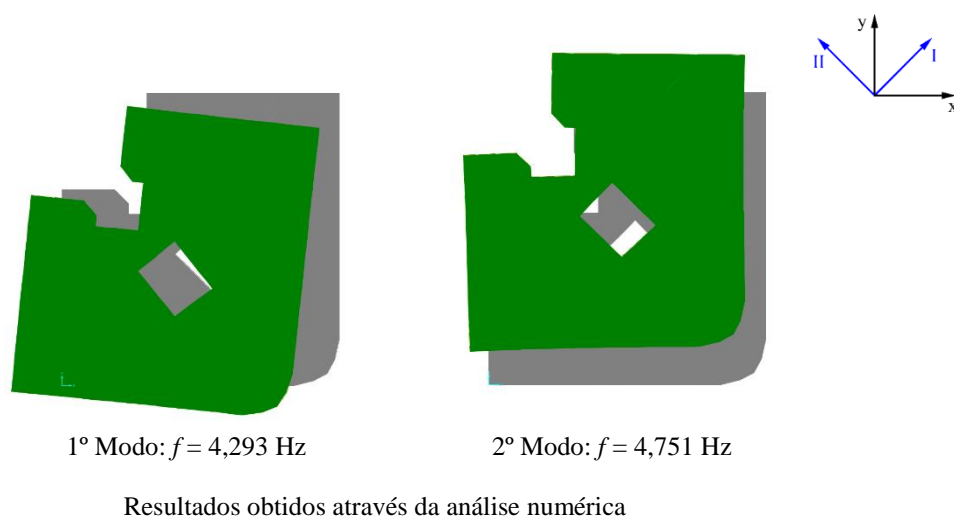


Figura 5.9 – Comparação entre os resultados obtidos na análise numérica e na análise experimental

Como se pode verificar através da observação das figuras acima, os dois primeiros modos de vibração obtidos pela análise efetuada no modelo numérico correspondem a modos de translação diagonal, sendo no primeiro modo visível também algum efeito de torção, e o terceiro modo já corresponde a um modo de torção pura. Uma vez que através dos ensaios experimentais realizados para detetar a resposta modal do edifício apenas se conseguiram identificar com exatidão os dois primeiros modos, e fazendo uma reflexão sobre os resultados da análise ao modelo numérico, talvez não se tenha conseguido detetar experimentalmente o terceiro modo (torção), pelo facto dos aparelhos de medição terem ficado colocados muito próximo do eixo de rotação da estrutura, onde esse fenómeno é sentido com menor intensidade.

Em relação aos dois primeiros modos de vibração, pode-se ainda constatar que o primeiro tem uma translação no sentido do eixo I, e o segundo modo tem uma translação no sentido ortogonal ao do primeiro, no sentido do eixo II, sendo que este se pode considerar como o eixo de simetria da estrutura.

Para além da diferença existente no intervalo de valores entre as duas primeiras frequências, nos resultados obtidos através da modelação numérica com os resultados obtidos experimentalmente, é importante referir também a diferença que existe entre as duas análises no que respeita à

configuração dos modos. Conforme se pode verificar pela observação da Figura 5.9, a configuração do primeiro modo de vibração obtido através da campanha de ensaios experimentais, consiste numa translação segundo o eixo y, e o segundo modo numa translação segundo o eixo x, enquanto os modos obtidos através da modelação numérica têm translações orientadas segundo os eixos I e II. Esta e outras questões serão abordadas com maior detalhe no Capítulo 6, onde se irá realizar uma análise ao comportamento modal do edifício, de forma a tentar identificar possíveis causas que possam justificar as diferenças registadas no comportamento do edifício para as análises efetuadas.

## 5.4 Modelação e efeito da remoção de paredes

Para verificar o efeito que a intervenção estrutural descrita no Capítulo 4 teve sobre o edifício, procedeu-se à atualização do modelo numérico de elementos finitos introduzindo-lhe as alterações provocadas pela intervenção, que consiste na remoção de paredes e respetivo reforço com perfis metálicos, e o levantamento de novos panos de alvenaria para alterar a distribuição dos espaços no fôgo do rés-do-chão direito.

De forma a poder dimensionar os perfis metálicos foi criado no programa um novo material para definir o tipo aço utilizado, o S275, com as seguintes propriedades mecânicas:  $E_{S275} = 210$  GPa,  $\gamma_{S275} = 78$  kN/m<sup>3</sup>, e  $\nu_{S275} = 0,3$ . Definido o material dos perfis metálicos, procedeu-se à criação dos elementos que definem cada perfil utilizado, tal como pode ser observado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Elementos criados para definição dos perfis metálicos

Nome do Elemento	Tipo de elemento	Dimensões [mmm]	Material
HEB - 140	Frame	h = 140 ; b = 140 tw = 7,0 ; tf = 12,0	S275
HEB - 160	Frame	h = 160; b = 160 tw = 8,0; tf = 13,0	S275
IPE - 300	Frame	h = 300 ; b = 150 tw = 7,1 ; tf = 10,7	S275

h – altura; b – base; tw – espessura da alma; tf – espessura dos banzos

Efetuada as alterações ao modelo numérico de acordo com o que foi descrito no Capítulo 4, executou-se a análise modal ao modelo, obtendo-se as seguintes frequências e respetivos fatores de participação de massa para os primeiros 12 modos, apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Resultados da análise modal após modelação da intervenção estrutural: períodos, frequências e fatores de participação de massa

Modo de vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Fatores de participação de massa [adimensional]		
			UX	UY	UZ
1	0,233	4,284	0,48258	0,15346	0,00001
2	0,210	4,7508	0,17078	0,52601	0,00002
3	0,166	6,019	0,04143	0,02415	0,00000
4	0,088	11,400	0,09032	0,00526	0,07155
5	0,085	11,697	0,01455	0,02773	0,09458

6	0,083	12,003	0,00002	0,00298	0,03428
7	0,080	12,577	0,00201	0,01951	0,19880
8	0,079	12,715	0,01373	0,02676	0,14743
9	0,077	13,049	0,00068	0,00448	0,01183
10	0,076	13,174	0,00962	0,03770	0,03901
11	0,074	13,529	0,00029	0,00032	0,02711
12	0,072	13,912	0,00008	0,00035	0,00524

Examinando os resultados obtidos nas análises modais efetuadas ao modelo numérico, antes e depois da modelação da intervenção estrutural, com os valores apresentados nas Tabelas 5.4 e 5.6 respetivamente, é possível verificar que o impacto que essa intervenção teve em termos de resposta modal do edifício é mínima, podendo observar-se a variação em percentagem das frequências obtidas através da Tabela 5.7. Em relação à configuração dos modos de vibração, não foram registadas diferenças entre as duas análises numéricas realizadas.

Tabela 5.7 – Comparação entre as frequências obtidas antes e depois da modelação da intervenção estrutural

Modo de vibração	Frequência [Hz]		Variação [%]
	Antes da intervenção	Após a intervenção	
1	4,293	4,284	-0,221
2	4,751	4,7508	-0,004
3	6,024	6,019	-0,085
4	11,429	11,400	-0,254
5	11,709	11,697	-0,102
6	12,004	12,003	-0,008
7	12,571	12,577	0,048
8	12,677	12,715	0,300
9	13,049	13,049	0,000
10	13,169	13,174	0,038
11	13,532	13,529	-0,022
12	13,683	13,912	1,674

Estes valores justificam assim de alguma forma os resultados obtidos através da via experimental, na qual as análises modais efetuadas ao edifício antes e depois da intervenção estrutural apresentam também uma variação percentual muito baixa em termos de frequências, e com configuração dos modos de vibração praticamente idêntica. Como se sabe as frequências naturais de um sistema podem ser expressas através da relação entre a rigidez e a massa, e uma vez que os valores de frequência se mantiveram muito próximos antes e depois da intervenção, pode-se concluir que a relação rigidez/massa não foi significativamente alterada.

No entanto, apesar da intervenção não se mostrar muito relevante na resposta modal da estrutura, não quer dizer que a mesma não assuma proporções mais negativas quanto à segurança da estrutura em termos de vulnerabilidade sísmica, sendo que para analisar essa situação seria necessário recorrer a outros tipos de análises para além da modal, nomeadamente análises não lineares do comportamento da estrutura.

## **Capítulo 6**

# **Análise ao comportamento modal do edifício**

### **6.1 Introdução**

A análise modal realizada através de modelos numéricos tem como objetivo traduzir a resposta modal dos edifícios, no entanto a capacidade dos modelos numéricos para traduzir a resposta real das estruturas, depende diretamente da veracidade dos dados e condicionantes introduzidos para modelar o seu comportamento. De pouco adianta a utilização de avançados programas de análise estrutural, se não se conseguir reproduzir corretamente o comportamento das estruturas analisadas.

As análises efetuadas no Capítulo 4 e Capítulo 5 revelaram diferenças quanto às respostas da estrutura obtidas através da via experimental e da modelação numérica, nomeadamente no que diz respeito à amplitude do intervalo de valores entre as primeiras frequências, e em relação à configuração dos modos.

Existem vários fatores que podem condicionar a resposta modal de um edifício, e consequentemente a vulnerabilidade sísmica do mesmo. Neste capítulo será efetuada uma análise ao comportamento modal do edifício, onde se tentarão identificar possíveis causas internas ou externas, para justificar as diferenças registadas entre as análises realizadas, examinando efeitos como a conceção do edifício, influência dos edifícios adjacentes, e características da fundação.

### **6.2 Efeito da conceção de edifícios na resposta modal**

Os fatores internos que influenciam o comportamento dinâmico da estrutura e que estão relacionados com a sua conceção, correspondem à configuração da arquitetura adotada, processo construtivo da estrutura, e do modelo de análise adotado [10].

A configuração da arquitetura tem um papel muito importante na resposta modal da estrutura, uma vez que para configurações arquitetónicas irregulares em planta e em alçado, verifica-se normalmente uma distribuição de massa e rigidez desequilibrada, que resultam num mau comportamento dinâmico do edifício, nomeadamente devido a problemas relacionados com a torção, que provocam grandes concentrações de tensões nos cantos reentrantes do edifício. Estes problemas podem ser mais facilmente controlados através da adoção de estruturas com arquiteturas simples em planta, em detrimento de estruturas com formas mais irregulares (Figura 6.1) [10].

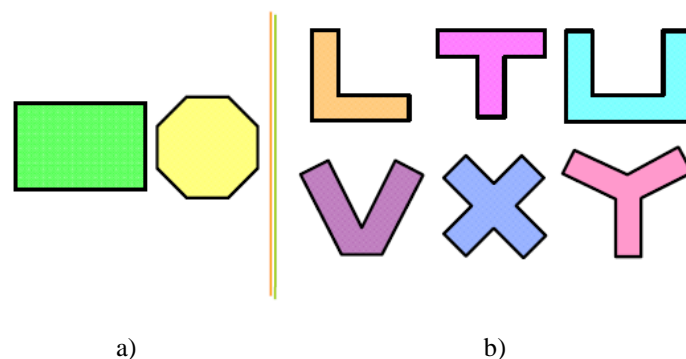


Figura 6.1 – Caracterização de geometrias em planta: a) regulares; b) irregulares [18]

Edifícios com planos regulares e elevações contínuas são aqueles que apresentam um melhor comportamento às solicitações dinâmicas, nomeadamente aos sismos, uma vez que as forças de inercia são transferidas diretamente até ao terreno sem terem de se desviar consoante a geometria do edifício. Por sua vez os edifícios irregulares em planta, com aberturas, ou com recuos em elevação, oferecem um obstáculo ao percurso dessas forças de inercia, tendo estas de fletir a sua direção para alcançar o terreno (Figura 6.2) [18].

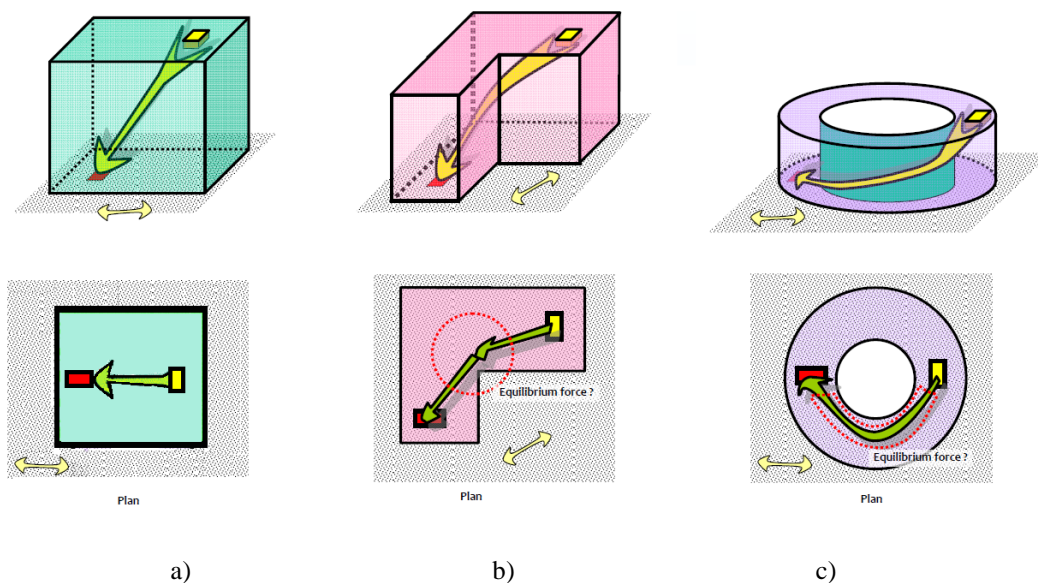


Figura 6.2 – Trajetória das forças de inercia em edifícios [18]: a) edifício regular em planta; b) edifício irregular em planta; c) edifício com abertura

Como se pode observar, o exemplo da Figura 6.2 b) apresenta semelhanças em relação à geometria do edifício objeto de análise nesta dissertação.

A assimetria em planta quanto à distribuição dos elementos resistentes e à distribuição das massas, assim como a alteração da rigidez em altura, resultantes da diminuição de secção dos elementos verticais, da sua remoção, ou de surgimento de novos elementos, são fatores relevantes e que influenciam a resposta modal da estrutura, assim como o seu comportamento sísmico.

Particularizando o caso para o edifício estudado neste trabalho, no que diz respeito à simetria e distribuição de elementos resistentes, apesar de estes se encontrarem bem distribuídos em planta no projeto original do edifício, observou-se que atualmente essa simetria foi comprometida através de algumas intervenções estruturais efetuadas. O próprio historial de tensões registadas pelo edifício pode ter conduzido a uma assimetria em relação à rigidez do mesmo, uma vez que foi possível observar no levantamento efetuado, certas zonas do edifício que apresentavam elementos estruturais muito deteriorados, enquanto noutras zonas, aparentemente, não possuíam quaisquer problemas. O facto de não ter sido possível realizar um levantamento estrutural em três dos oito fogos do edifício, pode ter afetado a qualidade do modelo numérico quanto à sua veracidade, podendo este apresentar diferenças mais ou menos significativas em relação ao que realmente se passa nessas zonas do edifício.

### 6.3 Efeito da interação dos edifícios adjacentes na resposta modal

O procedimento corrente quando se efetua o dimensionamento de um edifício costuma ser considera-lo isolado em relação aos edifícios adjacentes. No entanto, para que esta hipótese teórica se possa considerar adequada é necessário que se verifiquem algumas condições em relação à construção do edifício, o que na prática muitas vezes não acontece.

Na realidade, a situação com a qual se depara na maior parte dos casos, é que em edifícios construídos em banda continua, a separação ou é muito reduzida, consistindo em juntas de dilatação que visam o melhoramento do comportamento térmico dos edifícios e que normalmente apresentam espessura reduzida (encontrando-se frequentemente preenchidas com detritos), ou então não existe sequer separação entre os edifícios, encontrando-se estes em contato permanente uns com os outros, situação comum em edifícios mais antigos. Hoje em dia considera-se importante a aplicação de uma junta sísmica entre os edifícios, que deve ter no mínimo a dimensão do maior deslocamento determinado para o edifício, obtido pela combinação dos deslocamentos modais [10]. Quando os edifícios são submetidos a vibrações sísmicas de grandes amplitudes, estes podem começar a oscilar em anti fase, chocando uns contra os outros, fenómeno conhecido como “pounding” (Figura 6.3), que provoca grandes amplificações nos deslocamentos e esforços obtidos, sendo que este fenómeno é mais intensificado quando os edifícios apresentam diferenças de altura e de sistemas estruturais, nos edifícios localizados nos extremos das bandas contínuas, e em edifícios de gaveto [10].

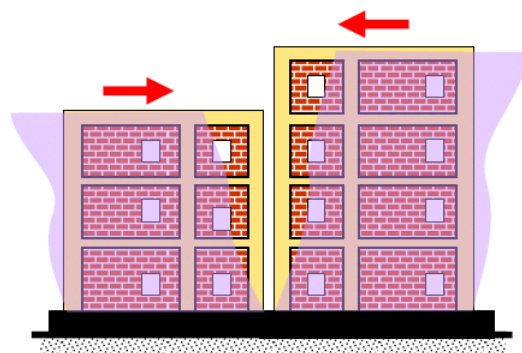


Figura 6.3 – Efeito de “pounding” [18]



Particularizando então para o caso de estudo a questão da influência dos edifícios adjacentes sobre a resposta dinâmica da estrutura, realizou-se uma investigação com o objetivo de verificar se poderia ser esta a causa para que os resultados obtidos experimentalmente não coincidisse com os resultados obtidos por via do modelo numérico.

Como se descreveu no Capítulo 4, o edifício em análise trata-se um edifício de gaveto, confrontado num dos lados por um edifício com uma solução estrutural semelhante, constituído por paredes de alvenaria resistente (Figura 6.4), e do outro lado por um edifício mais recente, com estrutura porticada em betão armado (Figura 6.5).



Figura 6.4 – Edifício de alvenaria resistente, adjacente ao edifício do caso de estudo: a) implantação do edifício; b) alçado do edifício



Figura 6.5 – Edifício de betão armado, adjacente ao edifício do caso de estudo: a) implantação do edifício; b) alçado do edifício

Foi referido acima que é frequente não encontrar qualquer tipo de separação entre edifícios, especialmente quando se tratam de construções mais antigas, como é o caso dos dois edifícios de paredes de alvenaria resistente, sendo prática comum à data de construção destes, “encostar” os novos edifícios àqueles já existentes, pelo que será de esperar que os edifícios se encontrem em contacto um com o outro. Procedeu-se à elaboração de um modelo com introdução de um novo edifício de alvenaria em contacto com o já existente, de forma a avaliar o efeito da interação entre os dois.

Do lado oposto encontra-se o edifício de betão armado, de construção mais recente e onde é natural que à data da sua construção se tenha tido em consideração a aplicação de juntas de dilatação (para melhoramento do comportamento térmico do edifício). Seria de esperar que o edifício sujeito à vibração ambiental (ação sobre a qual decorreram os ensaios experimentais), não sofresse o efeito de “pounding”, ou não se promovesse o contacto com o edifício do caso de



estudo, no entanto existem outras hipóteses que se devem considerar e que podem justificar a existência de algum contacto entre os edifícios. Em primeiro lugar, e tal como já aqui se referiu, apesar de presumivelmente ter sido aplicada uma junta de dilatação à data da construção, acontece muitas vezes estas juntas ficarem preenchidas com detritos, originando assim zonas de contato entre os edifícios. Outra situação que pode ter ocorrido e que justificaria também o contato entre os dois edifícios, consiste no facto do edifício de betão armado possuir uma garagem em cave, ou seja, na altura da sua construção foi escavado o terreno imediatamente adjacente ao edifício em análise, provavelmente recorrendo à técnica de escavação com muros de Berlim, que implicam a introdução de ancoragens no terreno, podendo tudo isto ter contribuído para uma perturbação do terreno de fundação e possíveis assentamentos do edifício nessa zona (Figura 6.6), justificando assim o contato entre edifícios. Devido à possibilidade de ocorrência destas situações, procedeu-se também à realização de um modelo para contemplar o efeito do edifício de betão armado em contacto com o edifício em análise.

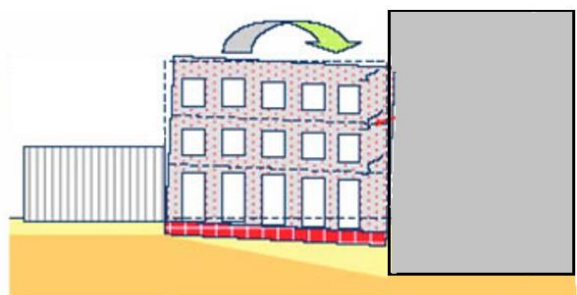


Figura 6.6 – Assentamento de edifício devido a perturbação do solo, adaptado de [38]

Por fim procedeu-se à elaboração de um modelo que tivesse em consideração a atuação dos três edifícios em conjunto, o edifício de gaveto e os dois edifícios adjacentes a este, para avaliar assim o efeito de grupo.

### **6.3.1 Análise da interação entre o edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria resistente adjacente**

Para avaliar o efeito do contacto entre os dois edifícios de alvenaria resistente na resposta modal do sistema, procedeu-se à execução de um novo modelo, a partir do modelo previamente executado para a análise do edifício do caso de estudo, utilizando o mesmo tipo de solução estrutural, e recorrendo aos mesmos elementos construtivos e com as mesmas características mecânicas. Quanto à geometria do edifício, na impossibilidade de efetuar uma modelação tão criteriosa como a realizada para o modelo inicial, tentou-se reproduzir de uma forma geral as dimensões da sua implantação em planta, e efetuou-se uma distribuição de paredes, pavimentos, e vãos, semelhante àquela que foi feita para o edifício em análise, obtendo-se o modelo apresentado na Figura 6.7.

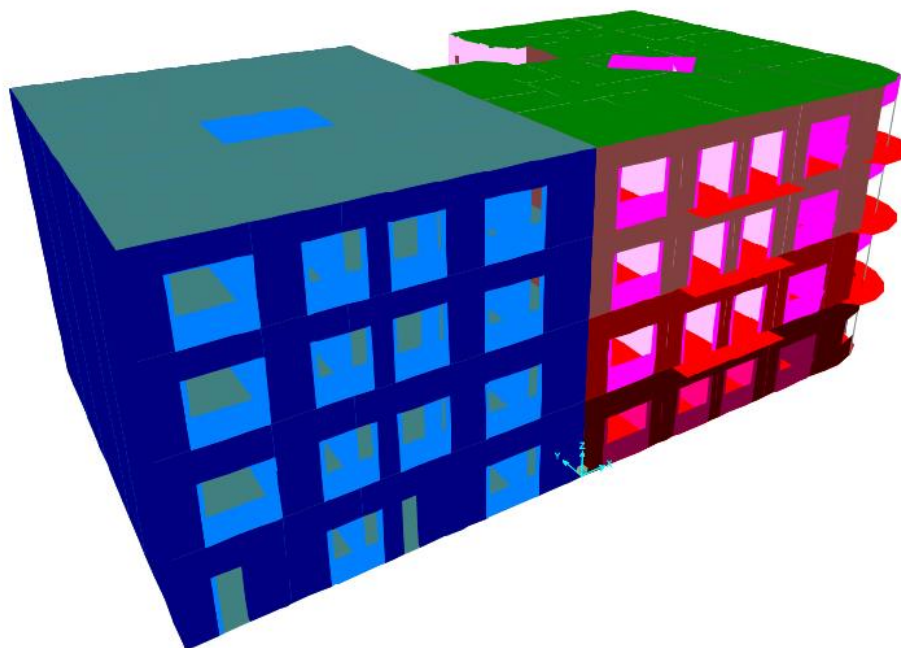


Figura 6.7 – Modelo do sistema constituído pelos dois edifícios de alvenaria resistente

Uma vez que a conceção do novo edifício não consistiu num processo rigoroso de modelação, nomeadamente em relação à geometria e propriedades da estrutura, que têm influência no comportamento do mesmo, os resultados da análise modal efetuada devem ser encarados apenas como representativos das consequências que podem advir da interação entre os edifícios. Para proceder à análise de resultados, e uma vez que apenas se conseguiu detetar experimentalmente dois modos de vibração, optou-se por apresentar apenas os três primeiros modos de vibração resultantes do modelo numérico. Posto isto, na Tabela 6.1 encontram-se os resultados da análise modal efetuada em termos de frequências, e as configurações dos modos de vibração resultantes da análise modal, correspondem aos apresentados na Figura 6.8, representados em planta por ser a melhor forma de perceber os deslocamentos do sistema que mais interessam nesta análise.

Tabela 6.1 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria resistente adjacente

Modo de vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]
1	0,213	4,693
2	0,200	5,004
3	0,177	5,658

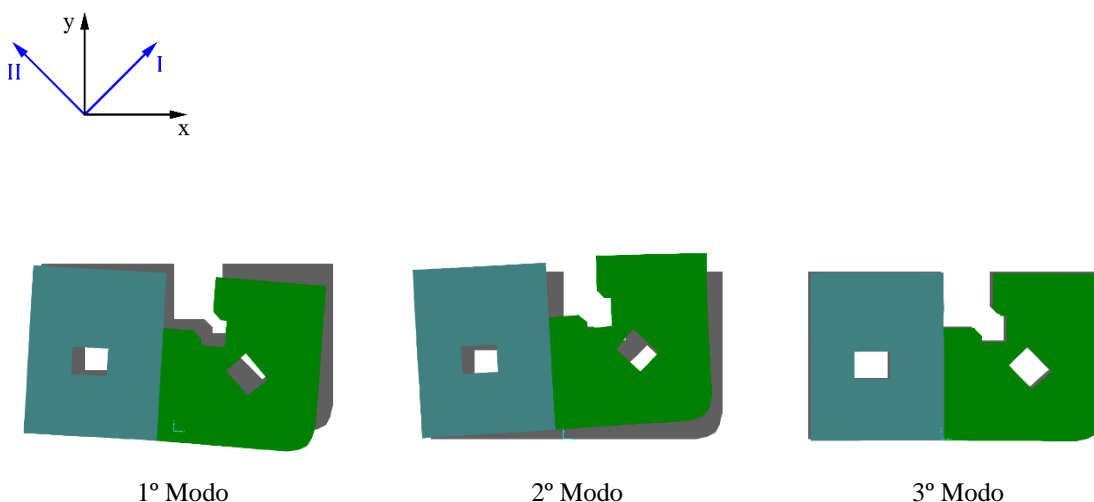


Figura 6.8 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de alvenaria adjacente

Através da observação dos primeiros modos é possível detetar alterações na resposta do sistema quando comparada com a resposta do modelo simples do edifício isolado (Figura 5.7). Apesar das alterações visíveis, os primeiros dois modos de translação continuam a demonstrar uma forte componente de deslocamento diagonal, ao contrário dos resultados obtidos através dos ensaios experimentais (Figura 4.27), cujos primeiros dois modos apresentam aparentemente translações orientadas segundo os eixos  $y$  e  $x$ . O terceiro modo resultante desta modelação corresponde a um modo com translações verticais, razão pela qual não é possível perceber os deslocamentos através da observação do modelo em planta.

### 6.3.2 Análise da interação entre o edifício do caso de estudo e o edifício de betão armado adjacente

Para avaliar o efeito na resposta modal do sistema entre o edifício do caso de estudo em contacto com o edifício de betão armado adjacente, procedeu-se à conceção de um novo modelo com base no modelo previamente executado para a análise do edifício isolado, à semelhança do que se fez no caso anterior. Desta vez foi necessário a definição de um novo material, o betão C25/30, com os valores  $E_{C25/30} = 31 \text{ GPa}$ ,  $\gamma_{C25/30} = 25 \text{ kN/m}^3$ , e  $\nu_{C25/30} = 0,2$ . Em relação à geometria do edifício, e como também aconteceu no caso anterior, não foi possível efetuar uma modelação que replicasse exatamente a solução existente, e como o objetivo destas análises é o de verificar generalizadamente que efeitos podem ocorrer devido à interação das estruturas, efetuou-se uma modelação representativa de uma estrutura de betão armado com pilares, vigas, paredes e lajes em betão armado, tentando respeitar a implantação deste edifício no terreno, e considerando também a existência de mais um piso, construído acima do topo do edifício do caso de estudo. Do processo descrito resultou o modelo apresentado na Figura 6.9.

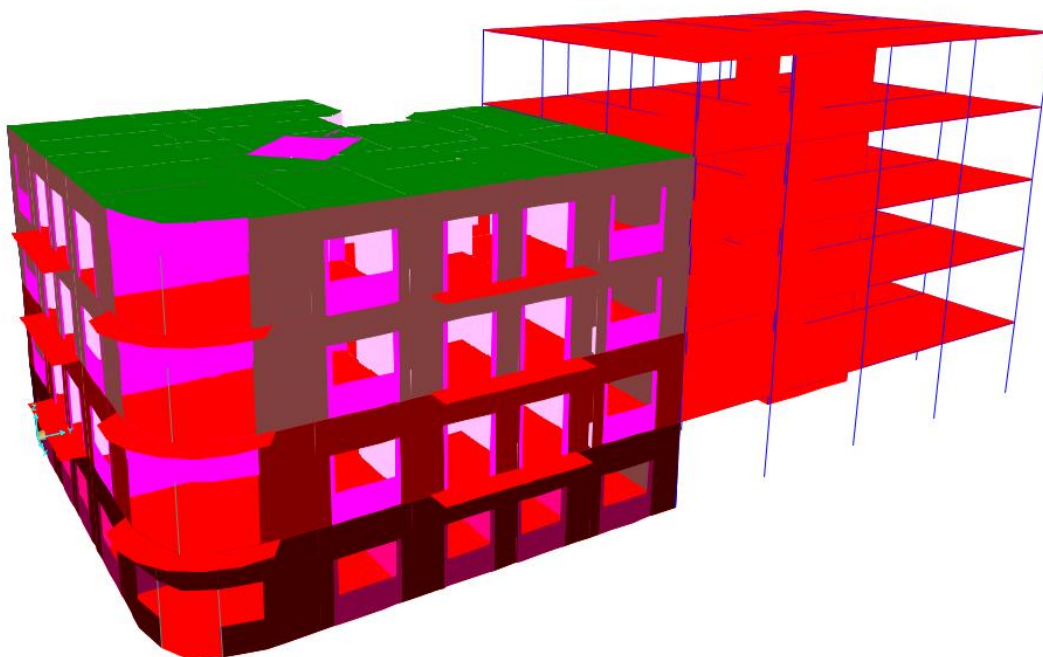


Figura 6.9 – Modelo do sistema constituído pelos edifícios do caso de estudo e o de betão armado adjacente

Os resultados da análise modal efetuada em termos de frequências encontram-se expostos na Tabela 6.2, e as configurações dos modos de vibração resultantes dessa análise podem ser observados através da Figura 6.10. Volta-se a alertar para o facto da modelação efetuada ter tido uma componente algo arbitrária, nomeadamente em relação à conceção geométrica da estrutura, e consequentemente os resultados obtidos devem ser avaliados tendo em conta essa condicionante.

Tabela 6.2 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e o edifício de betão armado adjacente

Modo de vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]
1	0,296	3,379
2	0,269	3,715
3	0,238	4,204

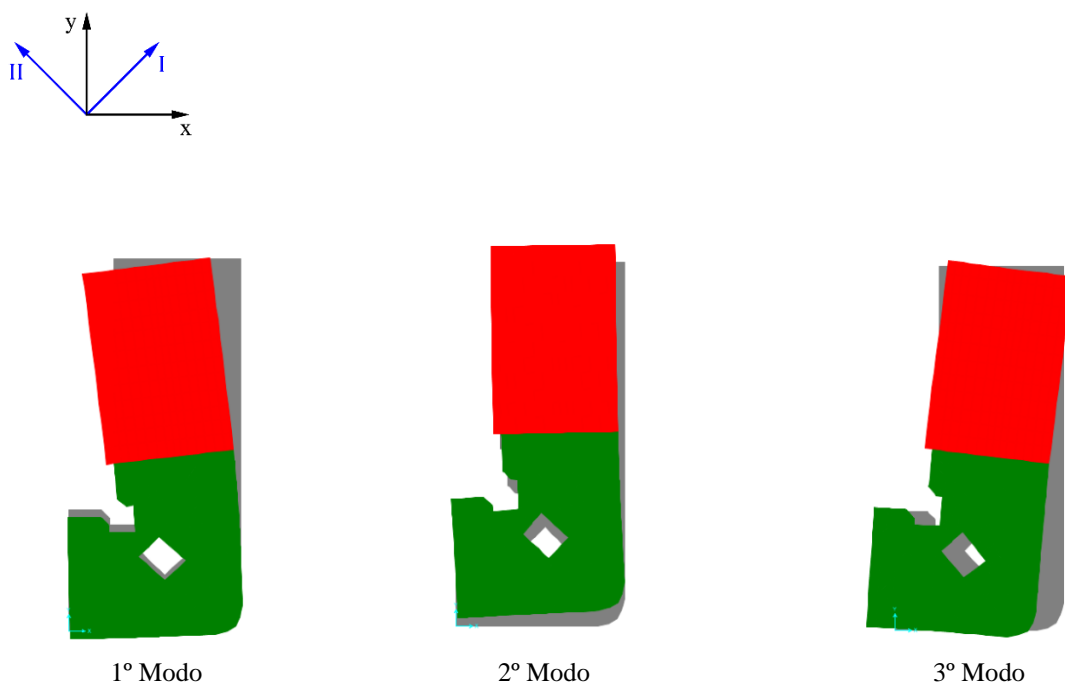


Figura 6.10 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo edifício do caso de estudo e pelo edifício de betão armado adjacente

Analisando os resultados obtidos constata-se que, para esta modelação (que depende da conceção do edifício de betão armado arbitrada), o edifício de betão armado é mais flexível do que o de alvenaria resistente num dos seus eixos, sendo o primeiro modo definido por uma translação lateral orientado segundo esse eixo. A própria rigidez do sistema também diminuiu quando comparada com a rigidez do modelo contendo apenas o edifício do caso de estudo isolado, como se pode verificar através da comparação da Tabela 6.2 com a Tabela 5.4. Relativamente à configuração dos modos, a interação com o edifício de betão armado fez com que no edifício do caso de estudo, para os primeiros modos, as translações observadas perdessem a componente diagonal que apresentavam antes. As configurações do 2º e do 3º modo já se conseguem equiparar de certa forma aos resultados obtidos pela via experimental (Figura 4.27), com translações segundo os eixos y e x, para a zona do modelo correspondente à zona do edifício onde se realizaram os ensaios experimentais.

### 6.3.3 Análise da interação do conjunto composto pelo edifício do caso de estudo, e edifícios de alvenaria resistente e betão armado adjacentes

Na última análise efetuada para analisar o efeito da interação dos edifícios adjacentes na resposta modal do sistema estrutural, foi gerado um modelo que consiste na junção dos dois modelos expostos anteriormente, obtendo-se como resultado o modelo representado na Figura 6.11.

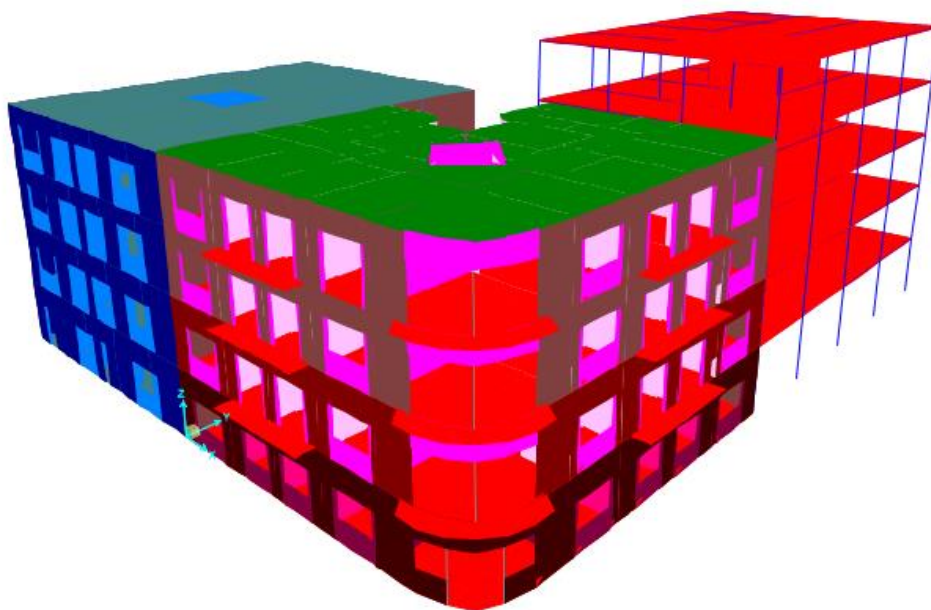


Figura 6.11 – Modelo do sistema constituído pelo conjunto dos edifícios do caso de estudo, alvenaria resistente adjacente e o de betão armado adjacente

Para esta modelação, os resultados obtidos através da análise modal encontram-se apresentados na Tabela 6.3, em termos de frequências, e na Figura 6.12, relativamente à configuração dos modos. Ainda que este modelo numérico corresponda ao modelo mais complexo, desenvolvido neste trabalho para avaliar o efeito do grupo de edifícios, não deixa de ser uma simplificação, uma vez que para avaliar com maior rigor este efeito, seria necessário proceder à modelação de todo o quarteirão.

Tabela 6.3 – Períodos e frequências obtidas na análise modal para o sistema constituído pelo conjunto entre o edifício do caso de estudo, e os edifícios de alvenaria resistente e betão armado adjacentes

Modo de vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]
1	0,244	4,098
2	0,232	4,306
3	0,206	4,859

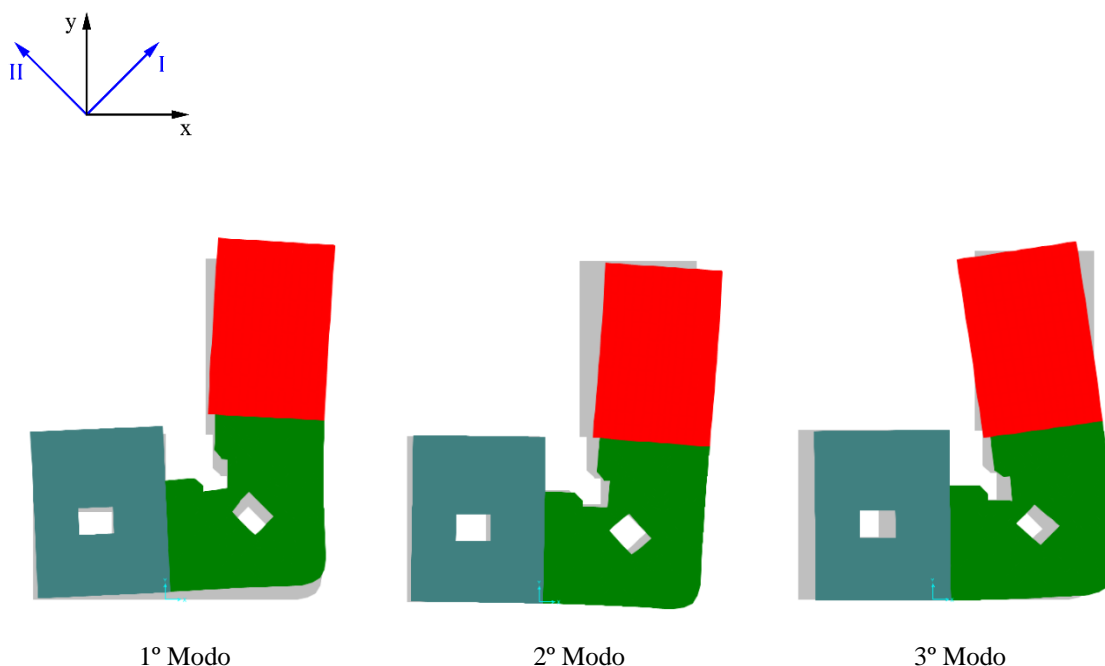


Figura 6.12 – Configuração dos modos de vibração do sistema constituído pelo conjunto dos edifícios do caso de estudo, alvenaria resistente adjacente e o de betão armado adjacente

Como seria de esperar os resultados desta análise revelam algumas diferenças em relação às análises realizadas anteriormente. Através da realização deste ensaio numérico é possível compreender o tipo de constrangimentos e solicitações a que um edifício de gaveto está sujeito quando funciona solidariamente com os edifícios contíguos, sendo esse comportamento totalmente diferente àquele que se obtém considerando o edifício como isolado. Os resultados alcançados permitem ainda estabelecer uma correlação razoável entre as configurações dos primeiros modos obtidos através desta análise (analisando os deslocamentos na zona do modelo correspondente à do edifício do caso de estudo), com os modos detetados por via experimental. O primeiro modo obtido pelo modelo numérico corresponde a uma translação segundo  $y$ , à semelhança do que acontece para o primeiro modo obtido pela análise experimental, o segundo modo do modelo numérico tem influência essencialmente sobre o edifício de betão armado, sendo que a zona correspondente à instrumentação dos pontos no edifício do caso de estudo, praticamente não sofre translação, e o terceiro modo do modelo é comparável ao segundo modo detetado experimentalmente, correspondendo a uma translação segundo  $x$ . As observações que se acabaram de fazer podem ser uma explicação para o facto das duas frequências obtidas experimentalmente possuírem um intervalo de valores entre elas maiores do que as do modelo numérico inicial, pois na zona onde foram realizadas as medições, pode não se conseguir identificar modos intermédios que tenham maior expressão sobre outros edifícios que atuam em bloco com o edifício do caso de estudo. Para confirmar esta situação o ideal seria proceder a uma nova campanha de ensaios experimentais, desta vez instrumentando pontos também nos edifícios adjacentes.



## 6.4 Efeito da interação solo-fundação na resposta modal

O tipo de fundações adotada na concepção de um edifício, isoladas ou contínuas, superficiais ou profundas, tem influência sobre o comportamento deste, porém existe ainda outro fator externo relacionado com esta matéria que também afeta a resposta modal e o comportamento sísmico dos edifícios, que é a flexibilidade do solo de fundação sobre o qual estes assentam. As características do solo determinam o tipo de fundação a adotar para impedir, ou limitar para valores toleráveis, os assentamentos dos edifícios, razão pela qual quando se projeta um edifício a tendência é considerar as fundações como encastramentos. No entanto, se se pretender elaborar um modelo que traduza da forma mais real possível o comportamento de uma estrutura, principalmente quando sujeita a solicitações dinâmicas como os sismos, a sua modelação deve incluir o efeito da interação solo-fundação.

Analisando agora a situação para o caso do edifício em análise, provavelmente as características do solo já não serão as mesmas desde a época da sua construção, e tal como foi referido no ponto 6.3, é possível que o edifício tenha sofrido perturbações ao nível do solo de fundação resultantes da construção do edifício de betão armado adjacente, que usufrui de uma garagem subterrânea. Para além do processo de escavação realizado na execução da garagem do edifício de betão armado, e que certamente introduziu algum tipo de perturbação no solo, a própria existência da garagem pode contribuir para a alteração de rigidez do solo, através da criação de uma barreira à livre circulação dos lençóis freáticos, situação que promove um desgaste do solo nessas zonas, podendo inclusive provocar abatimentos do mesmo.

Para avaliar o impacto que poderá ocorrer na resposta modal da estrutura através da consideração de diferentes condições do solo, procedeu-se a uma análise numérica onde as fundações do modelo que tinham sido anteriormente consideradas como encastramentos, passaram a ser representadas por molas de rigidez estática equivalente (Figura 6.13).

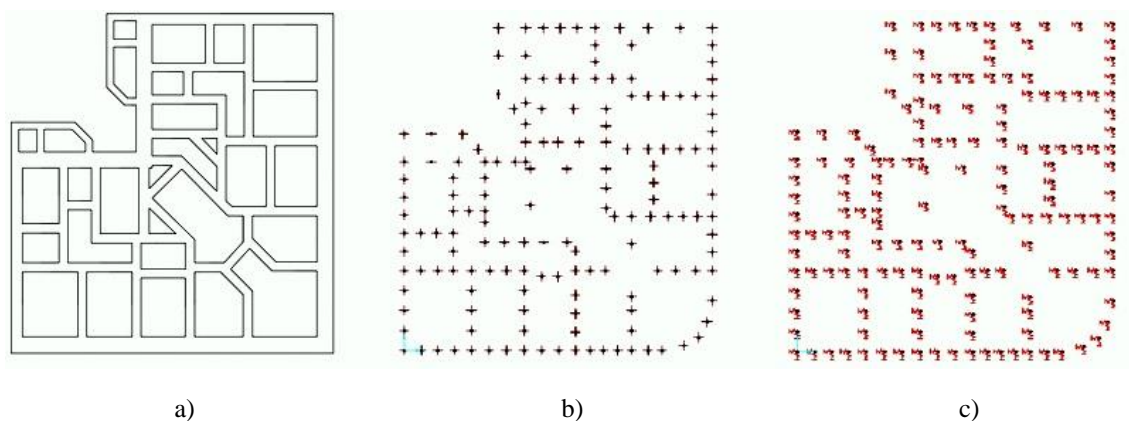


Figura 6.13 – Modelação das fundações: a) planta de fundações; b) modelação dos apoios de fundação com encastramentos; c) modelação dos apoios de fundação com molas de rigidez equivalente

Segundo Mylonakis et al. (2006), quando ocorre um sismo o solo deforma-se devido à influência das ondas de propagação, aplicando à estrutura forças de inércia através das fundações, e por sua vez, os movimentos da estrutura produzidos por essa solicitação geram também eles forças de inércia, das quais resultam tensões dinâmicas nas fundações, que são transmitidas para o solo [19]. Para atender a este fenómeno de interação solo-estrutura durante a ocorrência de um sismo, desenvolveram-se uma série de expressões que permitem calcular os valores dos amortecedores e das molas de rigidez dinâmica equivalente, que por sua vez passam pelo cálculo da rigidez estática equivalente das mesmas, sendo estes últimos valores os considerados neste trabalho para



a substituição dos encastramentos do modelo, por molas de rigidez estática equivalente. Os valores de rigidez das molas foram então calculados de acordo com os parâmetros do solo e geometria da fundação, pelas expressões de cálculo indicadas em seguida [19]:

$$K_v = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75}) \quad (6.1)$$

$$K_t = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.5\chi^{0.85}) \quad (6.2)$$

$$K_l = K_t - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (6.3)$$

com  $\chi = \frac{BL}{4L^2}$  e  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Em que:

- $K_v$  – Rigidez vertical estática equivalente
- $K_t$  – Rigidez transversal estática equivalente
- $K_l$  – Rigidez longitudinal estática equivalente
- $G$  – Módulo de distorção do solo
- $E$  – Módulo de elasticidade do solo
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson
- $L$  – Comprimento da fundação
- $B$  – Largura da fundação

Estas expressões foram elaboradas para os casos de fundações contínuas, em meio homogêneo, com uma proporção  $L/B \approx 20$ , situação aproximada à encontrada nas fundações do edifício do caso de estudo, onde os valores de  $K$  obtidos para cada segmento de fundação considerado, foram divididos e distribuídos pelo número de molas existentes, e pelas respectivas direções.

Procedeu-se então à análise do comportamento do sistema estrutural considerando a influência da interação solo-estrutura, onde foram contemplados três casos de rigidez dos solos:

- Solo com baixa rigidez:  $E = 5$  MPa e  $\nu = 0.3$
- Solo com média rigidez:  $E = 40$  MPa e  $\nu = 0.3$
- Solo com elevada rigidez:  $E = 150$  MPa e  $\nu = 0.4$

Apesar de não se dispor de informação quanto às características do solo no local, adotaram-se os valores comuns de rigidez de solos acabados de apresentar, para possibilitar a realização da análise de comparação da influência da rigidez do solo na resposta modal da estrutura. Numa primeira fase de análise considerou-se o solo de fundação com as mesmas características sob toda a implantação do edifício, efetuando três análises correspondendo aos casos de rigidez do solo acima indicados, e cujos resultados obtidos em termos de frequências para os primeiros modos de vibração podem ser observados através da Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Resultados das frequências obtidas para diferentes modelações dos apoios de fundação

Modos de vibração	Frequências [Hz] (consoante modelação dos apoios)			
	Apoios modelados por encastramentos	Apoios modelados por molas com rigidez calculadas para um $E_{solo} = 150$ MPa	Apoios modelados por molas com rigidez calculadas para um $E_{solo} = 40$ MPa	Apoios modelados por molas com rigidez calculadas para um $E_{solo} = 5$ MPa
1	4,293	3,816	3,187	1,585
2	4,751	4,093	3,290	1,726
3	6,024	5,285	4,515	2,683

Como seria de esperar a substituição dos encastramentos nos apoios de fundação pelas molas de rigidez equivalente, teve influência sobre o comportamento do sistema estrutural, fazendo baixar as frequências obtidas, sendo que essa diminuição é tanto maior quanto menos rígidas forem as molas consideradas, ou seja, quanto maior for a flexibilidade do solo.

Quanto à configuração dos modos de vibração resultantes, representam-se na Figura 6.14 a configuração dos três primeiros modos das várias análises efetuadas, por serem os mais relevantes para efetuar uma comparação entre as análises, e também para compara-los com os dois resultados obtidos experimentalmente no Capítulo 4.

Através da observação da configuração dos modos resultantes de cada uma das análises pode-se observar que estes vão também sofrendo alterações à medida que se vão alterando as condições dos seus apoios. Verifica-se então que os modos parecem sofrer uma rotação quanto à sua direção, desde a situação de cálculo de apoios totalmente rígidos (encastrados), até a situação correspondente à modelação de apoios com a menor rigidez considerada. As configurações modais começam por demonstrar, para a situação de apoios encastrados, translações diagonais segundo os eixos I e II para os dois primeiros modos, e torção no terceiro modo, tal como já havia sido descrito no Capítulo 5, depois, com a introdução das molas, começam a sofrer uma rotação no sentido dos ponteiros do relógio visível na situação de cálculo em que a rigidez das molas foi determinada para um  $E_{solo} = 150$  MPa, mas ainda com uma componente diagonal para os dois primeiros modos de vibração.

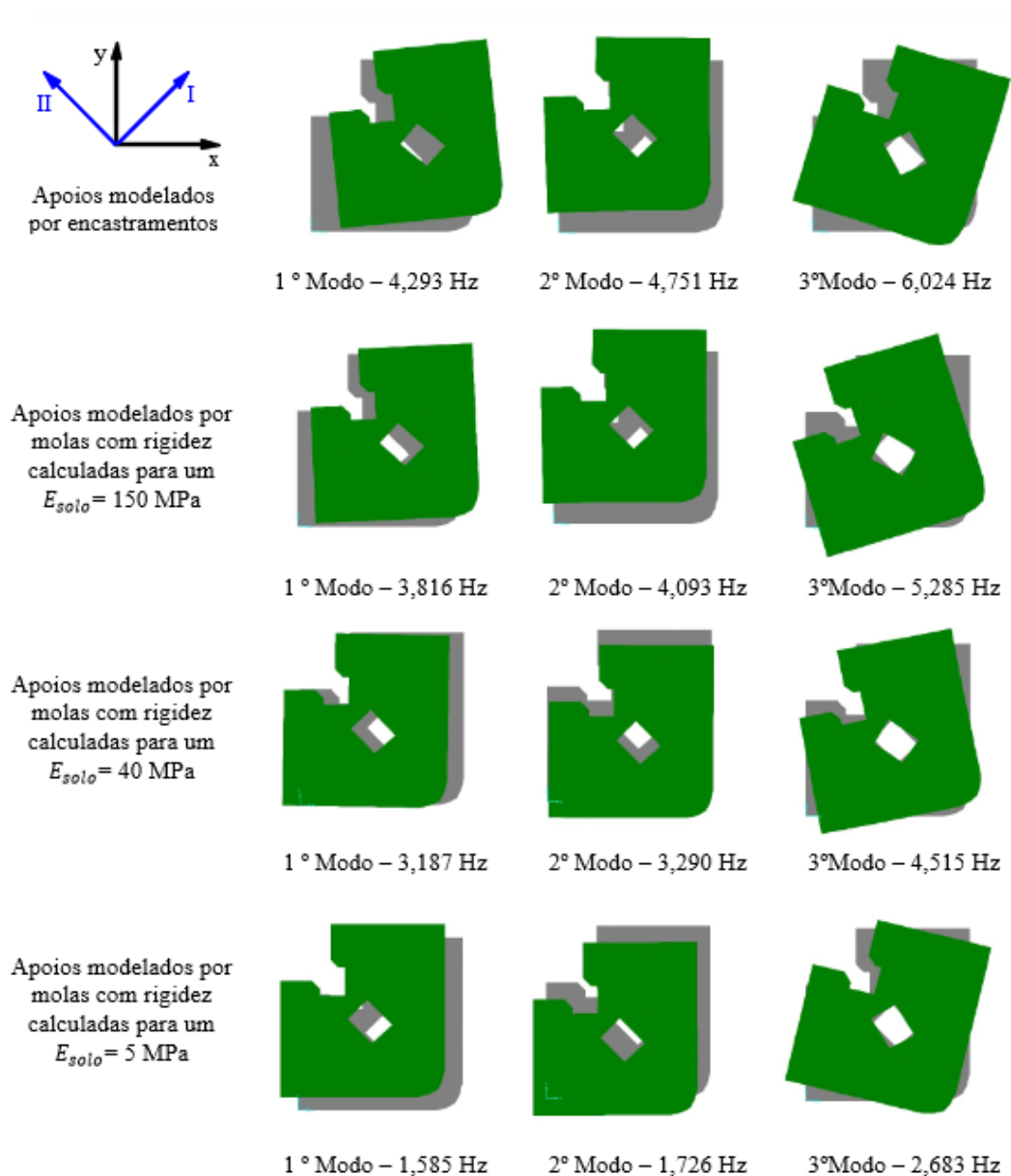


Figura 6.14 – Configuração dos primeiros três modos de vibração para as análises considerando diferenças de rigidez para os apoios de fundação

Para a situação de cálculo correspondente à do  $E_{solo} = 40 \text{ MPa}$ , a rotação referida fez com que a configuração dos dois primeiros modos passassem a ser de translações laterais segundo os eixos  $x$  e  $y$ . Por fim, para a situação de cálculo correspondente às molas dos apoios com menor rigidez, calculadas para um  $E_{solo} = 5 \text{ MPa}$ , a rotação continuou a verificar-se, fazendo com que os modos passassem a ter de novo translações diagonais, mas desta vez para o primeiro modo uma translação segundo o eixo  $II$ , e para o segundo modo na direção do eixo  $I$ , ao contrário do que se verificou nas duas primeiras situações de cálculo. O terceiro modo foi de torção para todas as análises, não sendo tão fácil perceber algumas alterações quanto à sua forma que possam ter ocorrido devido à consideração de diferentes valores de rigidez dos apoios.

Apesar destas análises mostrarem a influência que a consideração da interação solo-estrutura pode ter nos resultados obtidos através da modelação numérica de estruturas, especificando para o caso de estudo em questão, estas continuam a não justificar as diferenças dos resultados obtidos através dos ensaios experimentais. Recorde-se que na análise modal experimental descrita no Capítulo 4, os dois modos de vibração identificados eram de translações laterais segundo os eixos x e y, à semelhança do que ocorreu na análise efetuada com molas de rigidez nos apoios para a situação  $E_{solo} = 40$  MPa, no entanto com a ordem trocada, sendo que no primeiro caso, o primeiro modo consiste numa translação na direção do eixo y e o segundo na direção do x (Figura 4.27), e no segundo caso a ordem inverte-se, pelo que não se devem atribuir as diferenças registadas à consideração de forma generalizada de molas de rigidez equivalente, determinadas tendo em conta as mesmas características de solo em toda a implantação do edifício.

Posto isto foi realizada ainda uma outra análise com o objetivo de tomar em consideração possíveis diferenças na rigidez do solo para diferentes zonas do edifício, dando ênfase uma vez mais à questão da construção da cave no edifício adjacente de betão armado, optando-se então por desfavorecer a rigidez do solo perto dessa zona, mantendo os restantes apoios de fundação com rigidez mais elevada. Foram então consideradas duas situações de cálculo, e na Figura 6.15 é possível ver a delimitação das zonas adotadas para cada uma das situações, diferenciadas segundo as características do solo.

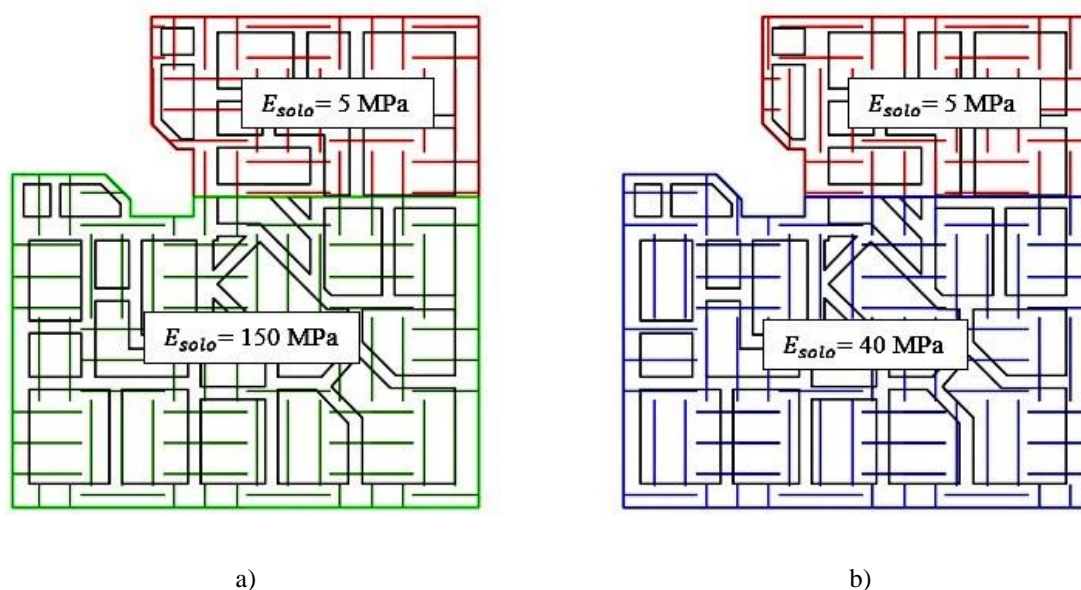


Figura 6.15 – Situações de cálculo tendo em consideração variações das características do solo consoante a zona do edifício: a)  $E_{solo} = 150 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$ ; b)  $E_{solo} = 40 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$

Efetuararam-se as alterações necessárias aos modelos numéricos e procedeu-se à análise modal para as duas situações, tendo-se obtido os resultados da Tabela 6.5 para as frequências dos primeiros modos, e as configurações modais podem ser examinados através da Figura 6.16.

Conforme se pode verificar através da observação da configuração dos modos do sistema estrutural, para ambas as situações de cálculo foram obtidas configurações semelhantes, com alterações significativas em relação às análises anteriores, sendo que nestas análises o primeiro modo passa a ter uma translação predominante segundo o eixo y, e o segundo modo uma translação predominante na direção do eixo x, solução aproximada àquela obtida na identificação

modal realizada experimentalmente. Conclui-se então que as desigualdades entre a rigidez do solo de fundação para diferentes zonas do edifício, pode ser outro dos fatores responsáveis para as diferenças dos resultados obtidos via experimental com os resultados obtidos através das primeiras análises numéricas efetuadas.

Tabela 6.5 – Resultados das frequências obtidas para as situações de cálculo da variação das características do terreno consoante a zona do edifício

Modos de vibração	Frequências [Hz]	
	Situação de cálculo a) $E_{solo} = 150 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$	Situação de cálculo b) $E_{solo} = 40 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$
1	3,007	2,549
2	3,310	2,785
3	4,729	4,058

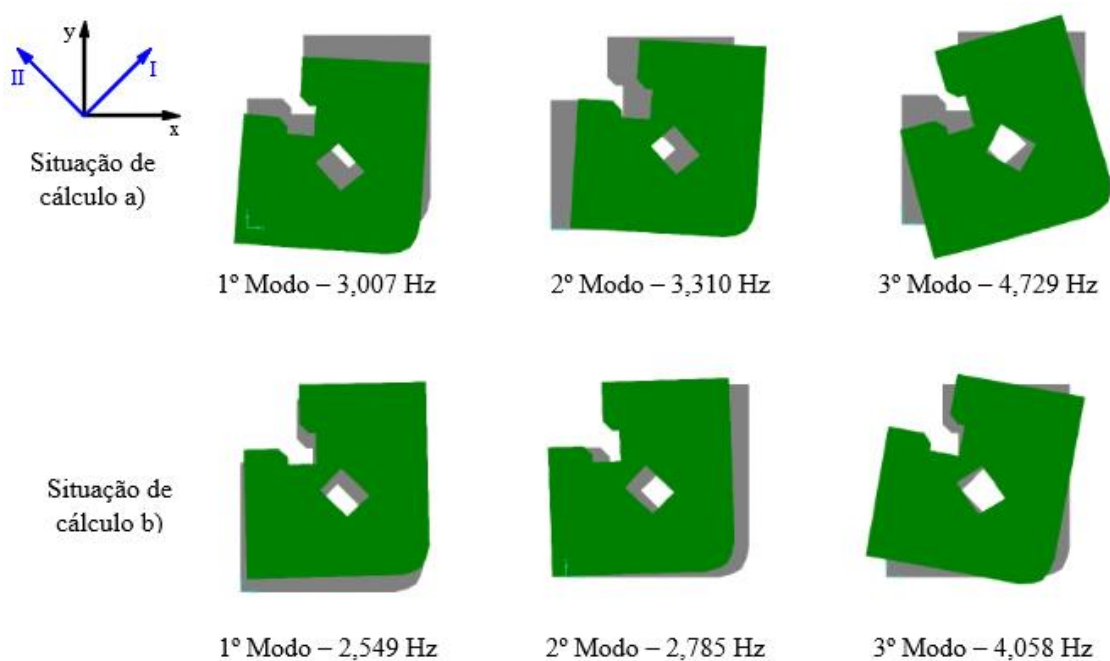


Figura 6.16 – Configuração dos primeiros três modos de vibração para as análises considerando variação das características do terreno: a)  $E_{solo} = 150 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$ ; b)  $E_{solo} = 40 \text{ MPa} - E_{solo} = 5 \text{ MPa}$



## Capítulo 7

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 7.1 Conclusões

Os modelos numéricos de elementos finitos para a análise de estruturas constituem meios fundamentais no controlo da resposta das mesmas, pois permitem avaliar o seu comportamento às ações que lhes poderão ser impostas. Por esse motivo os modelos de elementos finitos devem traduzir com o maior rigor possível as características das estruturas e as condições às quais estas estão sujeitas, de modo a conseguirem reproduzir o comportamento real das estruturas, uma vez que de nada adianta a utilização de programas sofisticados de análise estrutural se a conceção dos modelos realizados não se aproximar da realidade. No sentido de produzir modelos que reproduzem com maior precisão as condições reais de estruturas existentes, recorrem-se frequentemente a ensaios de vibração ambiental, que se apresentam como uma excelente ferramenta para a caracterização do comportamento dinâmico dos edifícios, efetuando a identificação de parâmetros modais da estrutura como as frequências naturais de vibração, os coeficientes de amortecimento, e as configurações dos modos de vibração, sendo que o conhecimento desses parâmetros permite fazer posteriormente uma calibração aos modelos de elementos finitos.

A identificação modal através de métodos experimentais em edifícios pode ser uma boa forma para ajudar a fazer a caracterização dos mesmos, no entanto o processo de calibração dos modelos numéricos revela-se mais difícil quanto maiores forem o número de incógnitas do sistema estrutural. No caso de estruturas antigas de alvenaria, existe uma vasta gama de valores possíveis para a definição das suas propriedades mecânicas, e em relação ao edifício analisado, as propriedades dos tipos de alvenaria existentes (alvenaria de pedra calcária, e alvenarias de tijolo furado e maciço, ambas com traço cimento-areia 1:6), não foram fáceis de determinar, pois estas dependem de muitos fatores como a sua tipologia ou as propriedades dos elementos que as compõem, com especial relevância para a qualidade da argamassa de assentamento. As maiores dúvidas em relação às características das alvenarias surgiram na atribuição de valores para os módulos de elasticidade das mesmas, sendo que o processo de calibração adotado permitiu fazer uma estimativa em relação a esses valores, de onde se obtiveram as seguintes aproximações:  $E_{\text{alv. pedra}} = 1,75 \text{ GPa}$ ,  $E_{\text{alv. tijolo maciço}} = 2,25 \text{ GPa}$  e  $E_{\text{alv. tijolo furado}} = 1,25 \text{ GPa}$ . Estes valores encontram-se dentro dos intervalos pesquisados na bibliografia, e foram os que permitiram a obtenção de valores de frequências próprias mais próximas, com as frequências identificadas experimentalmente.

Um dos objetivos principais deste trabalho foi o de examinar as consequências, em termos de resposta modal do edifício, de uma intervenção estrutural ocorrida em um dos fogos situado no rés-do-chão, na qual se promoveu a abertura de novos vãos através da remoção de algumas paredes, sendo aplicado um reforço com recurso a perfis metálicos nas zonas de paredes removidas, e onde se construíram novos elementos de alvenaria, com vista a alteração de espaços

interiores. No total foram abertos 7 novos vãos, e construídos 6, sendo que a área dos vãos removidos foi superior à dos construídos, uma vez que a elevação de novas alvenarias serviu essencialmente para tapar vãos de portas existentes. Os resultados da análise modal efetuada revelaram que o impacto da intervenção estrutural na resposta modal do edifício foi pouco significativa, apresentando uma variação de frequências inferior a 1% para a maior parte dos modos de vibração, sendo que estes valores foram confirmados tanto para a análise modal experimental como para a análise modal numérica.

Outro dos objetivos nesta dissertação foi o de avaliar as possíveis causas para, as diferenças obtidas nas configurações dos modos entre a análise experimental e a análise numérica, e também as diferenças obtidas nos intervalos entre a primeira e segunda frequência para os dois tipos de análise. Analisaram-se fatores internos como a irregularidade do edifício em planta, as assimetrias do edifício em relação à distribuição da rigidez provocadas pelas intervenções estruturais realizadas ao longo do tempo, e foram elaborados novos modelos numéricos para examinar os fatores externos, como a influência do funcionamento em bloco com os edifícios adjacentes ou a influência da interação solo-estrutura, para diferentes combinações de solos possíveis. A conclusão a que se chegou foi a de que todos estes fatores tem consequências no comportamento de edifícios, sendo que no caso do edifício estudado, estima-se que o mais provável seja que a resposta deste esteja sobre a influência da combinação de todos os fatores, nomeadamente das intervenções estruturais realizadas ao longo do tempo, dos danos identificados em várias zonas do edifício (identificando-se como possíveis causas o historial de tensões e assentamentos devido a perturbações do solo causadas pela construção dos edifícios adjacentes), do funcionamento dos edifícios adjacentes como um bloco, e finalmente da interação solo-estrutura.

## **7.2 Desenvolvimentos futuros**

Na sequência do trabalho desenvolvido nesta dissertação, são apresentadas algumas propostas para uma possível continuação deste trabalho:

- Realização de nova campanha de ensaios ao edifício, instrumentando novos pontos que permitam a identificação de mais modos de vibração, incluindo a instrumentação de pontos nos edifícios adjacentes de modo a identificar com maior rigor o comportamento do aglomerado de edifícios;
- Avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício através da elaboração de análises dinâmicas em regime inelástico, e verificação da segurança da estrutura quando efetuadas intervenções estruturais de remoção de paredes;
- Possíveis medidas de reforço a implementar quando se pretende executar uma intervenção de remoção de paredes de alvenaria resistente, ou para melhorar o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria.



## Bibliografia

- [1] Azevedo, H.: *Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos de Madeira Maciça*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Julho 2010.
- [2] Bernardo, V. M.: *Análise não linear do comportamento dinâmico de passadiços pedonais pré-fabricados*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Novembro 2014.
- [3] Binda, L.: *Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici: caratterizzazione meccanica delle murature in pietra della Lunigiana e verifica sperimentale dell'efficienza delle tecniche d'intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici in muratura*. Convenzione di studio tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, 1998.
- [4] Campos, D.: *Estudo numérico do efeito da ação sísmica vertical no comportamento de estruturas de alvenaria de pedra*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Julho 2013.
- [5] Candeias, P.: *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Fevereiro 2009.
- [6] CSI. Computers and Structures - Analysis reference manual for SAP2000 V.15, 2005.
- [7] Cunha, A., e Caetano, E.: *Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Junho 2006.
- [8] Cunha, A., Caetano, E., Magalhães, F e Moutinho, C.: *From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures*. Em *SAMCO Final Report*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- [9] EN 1996-1-1 Eurocode 6: *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, November 2005.
- [10] Estevão, J. M.: *Complementos de análise estrutural – Engenharia Sísmica*. Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, Fevereiro 2006.
- [11] Ferreira, A. C.: *Identificação modal e actualização de modelos de elementos finitos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Dezembro 2013.
- [12] Flores-Colen, I., Ferreira, V., Gaspar, F., Santos, S., Oliveira, F., Cravinho, A., Gomes, J., Serrado, D., Cabaça, S., Lourenço P.: *Sebenta de Tecnologia da Construção de Edifícios – Paredes*. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.

- [13] Gouveia, J., Lourenço, P.: *O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria*. Em *Construção Magazine*, ISSN 1645-1767. 17, 2006.
- [14] Kaushik, H., Rai, D., Jain, S.: *Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression*. Em *Journal of materials in civil engineering*, Vol. 19, Nº 19, September 2007.
- [15] Lourenço, P.: *Computations on historic masonry structures*. Em *Prog. Struct. Engng Mater.* 2002; 4:301–319, July 2002.
- [16] Magalhães, F. M.: *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- [17] Mota, K.: *Caracterização e Tipificação in situ de paredes de alvenaria de pedra*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Junho 2009.
- [18] Murty, C., Goswami, R., Vijayanarayanan, A., Mehta, V.: *Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings*. Gujarat State Disaster Management Authority, Government of Gujarat.
- [19] Mylonakis, G., Nikolaou, S., e Gazetas, G.: *Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations*. Em *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 2006.
- [20] *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2008.
- [21] Oliveira, I. F.: *Identificação das propriedades dinâmicas de um piso de ginásio*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Julho 2014.
- [22] Peeters, B.: *System identification and damage detection in civil engineering*. Tese de Doutoramento, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
- [23] Pinho, F.: *Paredes de Alvenaria Ordinária – Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2007.
- [21] Pinho, F.: *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. Lisboa: Coleção Edifícios, Nº8. LNEC, 2ª Edição, 2008.
- [25] Projeto de execução do edifício, Núcleo Intermédio do Arquivo Municipal de Lisboa, 1937.
- [26] Rodrigues, J.: *Identificação Modal Estocástica – Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- [27] Roque, J.: *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Setembro 2002.
- [28] Roque, J., Lourenço, P.: *Caracterização Mecânica de Paredes Antigas de Alvenaria. Um Caso de Estudo no Centro Histórico de Bragança*. Universidade do Minho, Número 17, 2003.

- [29] Rosa, C.: *Caracterização de alvenarias de pedras antigas*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Julho 2013.
- [30] *Sebenta de processos de construção II – Paredes de Edifícios*. Instituto Politécnico de Tomar.
- [31] Sousa, H.: *Alvenarias em Portugal – Situação actual e perspectivas futuras*. Em *Seminário sobre paredes de alvenaria*. Porto, 2002.
- [32] SVS. *Structural vibration solutions, Denmark: ARTeMIS software*. [www.svibs.com](http://www.svibs.com).
- [33] SYSCOM Instruments SA, Switzerland: *User Manual MR2002-CE*.
- [34] Tavares, M.: *Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Agosto 2013.
- [35] Vasconcelos, G., Lourenço, P.: *Análise experimental do comportamento de paredes de alvenaria de pedra não reforçada sob acções cíclicas no plano*. Em *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [36] Vicente, R., Mendes da Silva, J.A.R., Varum, H., Rodrigues, H., Júlio, E.: *Caracterização mecânica de paredes de alvenaria em construções antigas – Ensaios com macacos planos*. Em *Congresso Construção 2007 – 3º Congresso Nacional*. 17 a 19 de Dezembro, Coimbra, Portugal, 2007.
- [37] Website: <http://www.jjfigueira.pt/produto.php?id=tijolos-ceramicos>, acedido a 7 de Janeiro de 2015.
- [38] Website: <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=843>, acedido a 12 de Fevereiro de 2015.